



**UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA  
RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES  
DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO  
LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO  
SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756:2001 y  
1756:2018.**

**Autora:** Alvarado G, Andrea L.

Urb. Yuma II, calle N° 3. Municipio San Diego  
Teléfono: (0241) 8714240 (máster) – Fax: (0241) 871



**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN  
EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO LOS  
MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LAS NORMAS COVENIN  
1756:2001 y 1756:2018.**

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar por el título de  
INGENIERO CIVIL**

**Autora:** Alvarado G, Andrea L.  
CI.: 26.943.869  
**Tutor:** Ing. Joel Curreri  
CI: 17.338.221

San Diego, febrero de 2020.



FI-L-009-2019-3CR (TG)

Valencia, 04 de diciembre de 2019

Ciudadana:  
Alvarado G, Andrea L.  
26.943.869  
Presente-

Cumplo con informarle que la Comisión de Trabajo de Grado y Pasantías de la Facultad de Ingeniería en su reunión N° 03-2019 de fecha 06-09-2019 aprobó el proyecto de trabajo de grado titulado **ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756:2001 Y 1756:2018** presentado por usted (es) como requisito para optar al título de Ingeniero Civil.

Se ratifica la designación del Ing. Joel Curreri C.I: 17.338.221 como Tutor Académico que la asesorara en el desarrollo de este proyecto.

Atentamente,



Prof. Luis Lira

Decano de la Facultad de Ingeniería

c.c. Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado (1).

Ll/a.a.

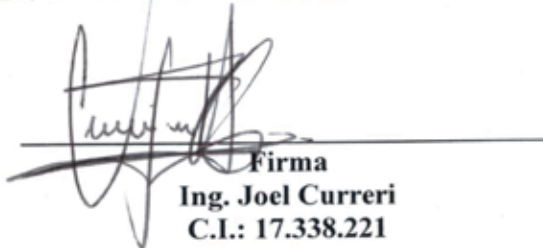


**REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA INDUSTRIAL**

**ACEPTACIÓN DEL TUTOR**

Quien suscribe, Profesor. Joel Curreri, portador de la cédula de identidad N° 17.338.221, hace constar que ha leído el Proyecto del Trabajo de Grado, presentado por los ciudadanos: Andrea Alvarado, portador de la cédula de identidad N° 26.943.869 respectivamente, titulado **ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756:2001 Y 1756:2018**, presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil, y acepta la tutoría del mencionado Proyecto durante su etapa de desarrollo hasta su elaboración y evaluación; según las condiciones de la Coordinación de Pasantías y Trabajo de Grado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad José Antonio Páez y sus correspondientes Reglamentos.

En San Diego, mes de febrero del año dos mil veinte.

  
Firma  
**Ing. Joel Curreri**  
**C.I.: 17.338.221**



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

San Diego, febrero de 2020

**ACTA DE REVISIÓN DEL PROYECTO DE TRABAJO  
DE GRADO**

Quienes suscriben esta Acta, dejan constancia que el Proyecto de Trabajo de Grado: **ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756:2001 Y 1756:2018**. Ha sido revisado y, cumpliendo con los requisitos exigidos para su aprobación, recomiendan su tramitación ante el organismo académico correspondiente.

Joel Curreri  
Tutor Académico

  
Firma

13-02-2020  
Fecha

Alicia de Pizzella  
Tutor Metodológico

  
Firma

13-2-20  
Fecha

## **DEDICATORIA**

En primer lugar, le dedico este trabajo de grado a mis padres Marbella González y Joffre Alvarado ya que son mi ejemplo a seguir, donde además de darme fortaleza y amor incondicional ante cualquier circunstancia, me han brindado su apoyo y consejo en mi vida universitaria, lo cual ha sido fundamental para alcanzar los objetivos que me he planteado a lo largo de mi vida académica.

A mi familia en general, por siempre haber estado brindándome su apoyo y atención en cada una de las etapas de mi carrera, especialmente a mi tía Yohana González, y mis abuelas María Pérez y Elba Molina, las cuales siempre estuvieron para escuchar y darme sus consejos para seguir adelante.

A mi hermana, Anakarina Alvarado que estuvo junto a mí durante toda la carrera, por apoyarme en los buenos y malos momentos, brindándome la fuerza para seguir avanzando.

A Johan Galindez, quien formó una parte fundamental de esta etapa dándome su apoyo incondicional en los buenos y malos momentos de la carrera, alentándome a ser cada día mejor y que nada es imposible de alcanzar.

A mi Grupo Scout Eligio Vargas Ochoa, donde me formé como buena ciudadana y aprendí a afrontar la vida de la mejor forma posible, teniendo en cuenta mis valores y principios ante cualquier circunstancia.

A mis compañeros de estudio, Hilariani Di Leonardo, Luis Chacón, Andrés Chacón, quienes estuvieron junto a mí desde inicios de la carrera donde vivimos muchas experiencias juntos para lograr nuestra meta. Especialmente, a mis grandes amigas del alma, Stephany Dias y Carla Valera, las cuales siempre estuvieron junto a mí en los momentos más felices y difíciles de la universidad, donde más que amigas nos hicimos hermanas.

A Armando Guzmán, el cual me brindó su apoyo incondicional en todo momento y finalmente a Kelvin Daza, quien a pesar de la distancia ha sido mi más grande amigo y apoyo incondicional para cumplir con cada una de mis metas.

## **AGRADECIMIENTOS**

Primeramente, le agradezco a Dios por permitirme tener una extraordinaria vida, y por concederme estar en el camino que siempre desee para obtener mi carrera universitaria.

A mi casa de estudios, la Universidad José Antonio Páez, la cual abrió sus puertas durante el proceso de formación como profesional, convirtiéndose en mi segunda casa.

A mis profesores quienes a pesar de las circunstancias nos brindaron sus conocimientos y experiencias para formarnos como excelentes profesionales capaces de resolver todas las situaciones que se presenten en nuestra vida laboral, entre ellos se encuentran primeramente el Ing. José Antonio Ruíz, el cual fue uno de los pilares y motivadores para cada día una mejor estudiante dentro de la carrera, así mismo se encuentra el Ing. Ángel Medina, el Ing. Manuel Figueira, el Ing. Alejandro Pocaterra, el Ing. Freddy Lanza, la Ing. Emerly Castillo, y especialmente a mi tutor académico, el Ing. Joel Curreri, el cual, a pesar de las circunstancias me brindó sus conocimientos y apoyo para el desarrollo del trabajo de grado.

Finalmente, a mi familia, amigos y compañeros quienes fueron participes de mi etapa universitaria apoyándome ante cualquier situación que se presentara en el transcurso de la carrera.

## ÍNDICE GENERAL

<b>CONTENIDO</b>	Pp
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	xi
<b>ÍNDICE DE GRÁFICAS</b>	xiii
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	xvii
<b>RESUMEN INFORMATIVO</b>	xx
<b>INTRODUCCIÓN</b>	1
<b>CAPÍTULO</b>	
<b>I. EL PROBLEMA</b>	
1.1 Planteamiento del Problema.....	3
1.2 Formulación del Problema.....	5
1.3 Objetivos.....	5
1.3.1 Objetivo General.....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
1.4 Justificación de la Investigación.....	6
1.5 Alcances y Limitaciones.....	7
<b>II. MARCO TEÓRICO</b>	
2.1 Antecedentes de la Investigación.....	8
2.2 Bases Teóricas.....	10
2.2.1 Movimientos Sísmicos y Tectónica de Placas.....	10
2.2.2 Componentes y Forma de Propagación de un Sismo.....	11
2.2.3 Magnitud de un Sismo .....	13
2.2.4 Sismicidad en Venezuela.....	14
2.2.5 Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756-1:2001 .....	15
2.2.5.1 Zonificación Sísmica y Movimientos de Diseño.....	15
2.2.5.2 Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación.....	17
2.2.5.3 Clasificación de las edificaciones.....	18
2.2.5.4 Factor de Reducción de Respuesta (R).....	20
2.2.5.5 Coeficiente Sísmico para edificaciones.....	21
2.2.5.6 Espectros de Diseño.....	21
2.2.5.7 Análisis Estático (Método Estático Equivalente).....	23
2.2.5.9 Control de los Desplazamientos.....	26
2.2.6 Norma “Construcciones Sismorresistentes” COVENIN 1756-1:2018.....	27

2.2.6.1 Amenaza Sísmica.....	27
2.2.6.2 Clasificación de las Construcciones.....	29
2.2.6.3 Tipos de Sismos y Períodos Medios de Retorno.....	33
2.2.6.4 Efectos Geotécnicos.....	35
2.2.6.5 Factores de desempeño estructural.....	41
2.2.6.6 Espectro de Diseño.....	46
2.2.6.7 Coeficiente Sísmico (C).....	49
2.2.6.8 Método de Análisis Estático Elástico.....	49
2.2.6.9 Control de los Desplazamientos.....	53
2.3 Bases Legales.....	54
2.4 Definición de Términos Básicos.....	56

### III. MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo de Investigación.....	58
3.2 Diseño de la Investigación.....	59
3.3 Nivel de la Investigación.....	60
3.4 Población y Muestra.....	61
3.4.1 Población.....	61
3.4.2 Muestra.....	61
3.5 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Información.....	61
3.6 Fases Metodológicas.....	63

### IV. RESULTADOS

4.1 Comparación de los factores y variables que intervienen en la realización de un análisis sísmico estático en edificaciones.....	73
4.2. Establecimiento de procedimientos para la obtención de espectros de diseño sísmico y aplicación de las Metodologías de Análisis Estático	92
4.2.1 Diagrama de flujo Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.....	93
4.2.2 Diagrama de flujo Norma “Construcciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2018.....	102
4.3 Elaboración de análisis comparativo de espectros de diseño sísmico propuestos por las normativas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.....	114
4.3.1 Caso de Amenaza Sísmica: Valencia.....	115
4.3.2 Caso de comparación de grupos de uso y ocupación .....	117
4.3.1 Caso de comparación de perfiles geotécnicos .....	124
4.4 Análisis de cuadros y gráficos comparativos de la respuesta sísmica en edificaciones de concreto armado.....	154

4.4.1 Caso de grupo de uso A con A2 .....	155
4.4.1.1 Aplicación del Método Estático Equivalente - Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.....	155
4.4.1.2 Aplicación del Método Estático Elástico - Norma “Construcciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2018.....	161
4.4.2 Caso de perfiles geotécnicos: S1 con clase de sitio AB.....	189
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>212</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>216</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>217</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

TABLA		Pp
1	Parámetros Sísmicos Utilizados.....	65
2	Perfiles Geotécnicos Utilizados.....	65
3	Especificación de los Materiales.....	66
4	Cargas Gravitacionales de Entrepiso.....	67
5	Cargas Gravitacionales de Techo.....	67
6	Edificaciones en Estudio.....	67
7	Características de la Losa Nervada.....	68
8	Dimensiones de las Vigas y Columnas para cada Caso en Estudio.....	70
9	Parámetros Sísmicos Constantes.....	71
10	Variaciones del Coeficiente de Aceleración del Terreno ( $A_0$ )	84
11	Evaluación del Peligro Sísmico.....	86
12	Comparación de períodos $T^*$ (1756:2001) y $T_C$ (1756:2018).....	90
13	Comparación de períodos $T_0$ (1756:2001) y $T_B$ (1756:2018).....	91
14	Aceleraciones espectrales por edificación, caso 1.....	171
15	Fuerzas Cortantes Basales por Edificación, caso 1.....	172
16	Relación de cortantes basales por edificación, caso 1.....	174
17	Distribución de Fuerzas Laterales por Edificación, caso 1.....	175
18	Derivas Inelástica por cada edificación, caso 1, considerando el total del área gruesa. ....	176
19	Derivas Inelástica por cada edificación, caso 1, considerando la variación de los momentos de inercia de secciones agrietadas...	177
20	Relación de fuerzas laterales para la edificación de 3 niveles, caso 1.....	178
21	Relación de fuerzas laterales para la edificación de 5 niveles, caso 1.....	181
22	Relación de fuerzas laterales para la edificación de 8 niveles, caso 1.....	185
23	Variaciones promedios de las derivas inelástica por cada edificación, caso 1, considerando la modificación de los momentos de inercia de secciones agrietadas.....	188
24	Aceleraciones espectrales por edificación, caso 2.....	190
25	Fuerzas Cortantes Basales por Edificación, caso 2.....	191
26	Relación de cortantes basales por edificación, caso 2.....	193
27	Distribución de Fuerzas Laterales por Edificación, caso 2.....	195
28	Derivas Inelástica por cada edificación, caso 2, considerando el total del área gruesa.....	196
29	Derivas Inelástica por cada edificación, caso 2, considerando la	

	variación de los momentos de inercia de secciones agrietadas....	197
30	Relación de fuerzas laterales para la edificación de 3 niveles, caso 2.....	198
31	Relación de fuerzas laterales para la edificación de 5 niveles, caso 2.....	202
32	Relación de fuerzas laterales para la edificación de 8 niveles, caso 2.....	206
33	Variaciones promedios de las derivas inelástica por cada edificación, caso 2, considerando la modificación de los momentos de inercia de secciones agrietadas.....	210

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

GRÁFICA		Pp
1	Espectro superpuesto de respuesta Elástica – Valencia COVENIN 1756:2001/COVENIN 1756:2018.....	115
2	Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Valencia COVENIN 1756:2001/COVENIN 1756:2018.....	116
3	Espectro superpuesto de respuesta Elástica – Grupo A (1756:2001) con A2 (1756:2018).....	117
4	Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Grupo A (1756:2001) con A2 (1756:2018).....	118
5	Espectro superpuesto de respuesta Elástica – Grupo B1 (1756:2001 y 1756:2018).....	119
6	Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Grupo B1 (1756:2001 y 1756:2018).....	120
7	Espectro superpuesto de respuesta Elástica – Grupo B2 (1756:2001 y 1756:2018).....	121
8	Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Grupo B2 (1756:2001 y 1756:2018).....	122
9	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio A).....	124
10	Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio A).....	125
11	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio AB).....	126
12	Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio AB).....	127
13	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio B).....	128
14	Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio B).....	129
15	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio BC).....	130
16	Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio BC).....	131
17	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca blanda o meteorizada (S2 con clase de sitio C).....	133
18	Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca blanda o meteorizada (S2 con clase de sitio C).....	133
19	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca dura o densa (S2 con clase de sitio CD).....	134
20	Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca dura o	

	densa (S2 con clase de sitio CD).....	135
21	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica –Suelos duros o densos (S2 con clase de sitio D).....	136
22	Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Suelos duros o densos (S2 con clase de sitio D).....	137
23	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Suelos Firmes/Medio densos (S2 con clase de sitio DE).....	139
24	Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Suelos Firmes/Medio densos (S2 con clase de sitio DE).....	140
25	Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Suelos Blandos/ Suelos (S3 con clase de sitio E).....	140
26	Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Suelos Blandos/ Suelos (S3 con clase de sitio E).....	142
27	Respuesta espectral en edificaciones– Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio A).....	144
28	Respuesta espectral en edificaciones– Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio AB).....	145
29	Respuesta espectral en edificaciones– Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio B).....	146
30	Respuesta espectral en edificaciones– Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio BC).....	147
31	Respuesta espectral en edificaciones– Roca blanda o meteorizada (S2 con clase de sitio C).....	148
32	Respuesta espectral en edificaciones– Roca blanda o meteorizada (S2 con clase de sitio CD).....	149
33	Respuesta espectral en edificaciones– Suelos duros o densos (S2 con clase de sitio D).....	150
34	Respuesta espectral en edificaciones– Suelos Firmes/Medio densos (S2 con clase de sitio DE).....	152
35	Respuesta espectral en edificaciones– Suelos Blandos/ Suelos (S3 con clase de sitio E).....	153
36	Cortantes basales por edificación - Caso 1 – Grupo A con A2 (Dirección X y Y).....	172
37	Representación del período fundamental estimado $T_a$ en los espectros de diseño – Caso 1 – Grupo A con A2.....	173
38	Relación de cortantes basales respecto a la norma COVENIN vigente, Edificio de 3 niveles (Dirección X y Y).	174
39	Relación de cortantes basales respecto a la norma COVENIN vigente, Edificio de 5 y 8 niveles (Dirección X y Y).....	174
40	Distribución de fuerzas laterales, Edif. 3 niveles – Caso 1 –	

	Grupo A con A2 (Dirección X y Y).....	178
41	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g=1,00$ , Edif. 3 niveles (Dirección X y Y).....	179
42	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g<1,00$ , Edif. 3 niveles (Dirección X y Y).....	180
43	Distribución de fuerzas laterales – Caso 1 – Grupo A con A2 (Dirección X y Y).....	182
44	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g=1,00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y).....	183
45	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g<1,00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y).....	184
46	Distribución de fuerzas laterales – Caso 1 – Grupo A con A2 (Dirección X y Y).....	185
47	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g=1,00$ , Edif. 8 niveles (Dirección X y Y).....	186
48	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g<1,00$ , Edif. 8 niveles (Dirección X y Y).....	187
49	Cortantes basales por edificación - Caso 2 – S1 con Clase de Sitio AB (Dirección X y Y).....	192
50	Representación del período fundamental estimado $T_a$ en los espectros de diseño – Caso 2 –S1 con clase de sitio AB.....	193
51	Relación de cortantes basales respecto a la norma COVENIN vigente, Edificio de 3 niveles, caso 2 (Dirección X y Y).....	194
52	Relación de cortantes basales respecto a la norma COVENIN vigente, Edificio de 5 y 8 niveles, caso 2 (Dirección X y Y).....	194
53	Distribución de fuerzas laterales, Edif. 3 niveles – Caso 2 – S1 con clase de sitio AB (Dirección X y Y).....	198
54	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g=1,00$ , Edif. 3 niveles (Dirección X y Y).....	199
55	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g<1,00$ , Edif. 3 niveles (Dirección X y Y).....	201
56	Distribución de fuerzas laterales, Edif. 5 niveles– Caso 2 – S1 con clase de sitio AB (Dirección X y Y).....	202
57	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g=1,00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y).....	204
58	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g<1,00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y).....	204
59	Distribución de fuerzas laterales, Edif. 8 niveles – Caso 2 – S1 con clase de sitio AB (Dirección X y Y).....	206

60	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g=1,00$ , Edif. 8 niveles (Dirección X y Y).....	207
61	Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con $I_g<1,00$ , Edif. 8 niveles (Dirección X y Y).....	209

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA		Pp
1	Placas Tectónicas.....	11
2	Componentes de un Sismo.....	12
3	Ondas Sísmicas.....	13
4	Fallas Geológicas en Venezuela.....	14
5	Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.....	15
6	Zonificación Sísmica en Venezuela.....	16
7	Tabla de Coeficiente de Aceleración Horizontal ( $A_0$ ).....	16
8		

34		52
35	Tabla de valores de Ct para determinar Ta.....	53
36	Tabla de Valores límites de la relación de deriva total $\overline{t}$ para sismo de diseño.....	54
37	Distribución de Planta Tipo de la edificación.....	66
38	Obtención del coeficiente Ao, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	155
39	COVENIN 1756:2001.....	156
40	Selección de grupo de uso, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	156
41	hoja de cálculo COVENIN 1756:2001. ....	157
42	Selección del tipo de material y sistema estructural, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	157
43	Selección factor de reducción de respuesta R, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	158
44	Definición de parámetros característicos del espectro de diseño, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	158
45	Cálculo de periodo fundamental estimado $T_a$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	159
46	Cálculo Ad y factor de corrección de cortantes $\mu$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	160
47	Definición del peso “W” y cálculo de Vo, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	160
48	Cálculo y verificaciones de la fuerza de tope Ft, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	161
49	Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	161
50	Obtención de los parámetros básicos, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	162
51	Selección de grupo de uso y ocupación, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	162
52	Selección de factor de COVENIN 1756:2018.....	163
53	Selección de clase de sitio, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	164
54	Selección de Factores de sitio según períodos cortos, intermedios y largos, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	164
55	Selección de condición topográfica, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	165

56	Selección del tipo de sistema estructural y nivel de diseño ND, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	165
57	COVENIN 1756:2018.....	166
58	Selección de factor de irregularidad, reducción básico y el de reducción de respuesta, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018..	166
59	Definición de parámetros característicos del espectro de diseño, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.....	167
60	Selección de parámetros para el cálculo del periodo estimado $T_a$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	168
61	Cálculo de periodo fundamental estimado $T_a$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	168
62	Cálculo $A_d$ y factor de corrección de cortantes $\mu$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	169
63	Definición del peso “W” y cálculo de $V_o$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	169
64	Cálculo y verificaciones de la fuerza de tope $F_t$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	170
65	Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.....	170



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA  
UNIVERSIDAD JOSÉ ANTONIO PÁEZ  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN  
EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO, APLICANDO LOS MÉTODOS  
DE ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LAS NORMAS COVENIN 1756:2001 y  
1756:2018.**

**Autor(es):** Alvarado G. Andrea L.

**Tutor:** Ing. Joel Curreri G.

**Fecha:** 10 de Febrero de 2020.

**RESUMEN**

Debido al desarrollo que se ha realizado en las investigaciones en el área de sismorresistencia, considerando la falta de seguimiento institucional que había ocurrido en Venezuela, la Norma COVENIN 1756:2001, presento una desactualización importante por más de 15 años en aspectos como la utilización de metodologías de análisis sísmico, controles y limitaciones establecidos que permiten regular el desempeño estructural, lo cual conlleva a la obtención de comportamientos y respuestas sísmicas de los diferentes tipos de construcciones, a su vez se aleja de las filosofías que rigen el análisis sismorresistente en la actualidad. Por esta razón, se plantea un análisis comparativo de la respuesta sísmica de edificaciones aporticadas regulares de concreto armado, mediante la aplicación de los métodos de análisis estáticos propuestos por la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 y la propuesta 1756:2018 en la cual se presenta un nivel de actualización y austeridad superior. Por lo tanto, con esta investigación se busca proporcionar diagramas de flujo que faciliten el entendimiento para la aplicación de las metodologías de análisis sísmico estático estudiados, y adicionalmente facilitar cuadros y gráficos comparativos que permitan la amplificación del conocimiento en el área académica y profesional, sobre las diferencias en cuanto a fortalezas y debilidades encontradas en las normativas, tomando en consideración las variaciones en los parámetros sísmicos que intervienen en el análisis sismorresistente y los aspectos asociados al desempeño estructural para analizar las diferencias entre las Normas Venezolanas.

**Descriptor(es):** Análisis sísmico, Análisis comparativo, Respuesta sísmica, Diagramas de flujo, Normas sísmicas.

## INTRODUCCIÓN

A nivel mundial, las placas tectónicas son las responsables en dar origen a la formación de fallas geológicas, las cuales se encuentran asociadas a los límites que se encuentran entre dichas placas, y a su vez resultan ser responsables del mayor porcentaje de movimientos telúricos que dan origen a los terremotos.

A su vez, el riesgo sísmico de acuerdo con Souter, A. (1996) trata sobre “la amenaza impuesta por ciertos fenómenos naturales, como los huracanes, erupciones, riadas, terremotos, entre otros, que pueden generar consecuencias adversas a la actividad humana”, en este sentido, a través de los movimientos de dichas fallas genera el aumento de dicho riesgo que conlleva a tener vulnerabilidad social por las pérdidas humanas y económicas que pueda causar dicho fenómeno.

Por otra parte, Latinoamérica es una región que presenta una elevada sismicidad debido a la interacción entre las placas tectónicas Suramericana, de Nazca, de Cocos y del Caribe. Esto ha ocasionado una inherente y elevada actividad sísmica a lo largo de los años lo cual ha afectado de forma importante, mediante sismos de grandes magnitudes, a diversos países. Así mismo, entre algunos de los eventos sísmicos de gran importancia que se han presentado se puede mencionar: Esmeraldas-Ecuador 1906 de 8.8, Valparaíso-Chile 1906 de 8.2, Lima y Callao-Perú 1940 de 8.2, Valdivia-Chile 1960 de 9.5, Caracas-Venezuela 1967 de 6.7, entre otros.

Por su parte, Venezuela es uno de los países que se encuentra sometido a constantes movimientos telúricos por la interacción entre la placa Caribe y Suramericana, donde el movimiento de la placa Caribe hacia el este con respecto a la Suramericana produce una actividad sísmica significativa, de las cuales se ven gravemente afectados las zonas donde las edificaciones en cuanto a su desempeño estructural presentan deficiencias en el diseño sismorresistente los cuales permiten sobrellevar dicho movimiento.

Por esta razón, las instituciones de ingeniería de los países que han sido afectados, han impulsado el desarrollo de investigaciones y estudios experimentales importantes en el área sismorresistente, lo cual ha contribuido entre otras cosas a la conformación de normativas sísmicas cuya finalidad es la reducción de las pérdidas humanas y económicas debido a las acciones sísmicas, mediante la aplicación de métodos y consideraciones para el análisis y diseño sismorresistente de las edificaciones.

Tal es el caso de la Norma Venezolana para Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756 que se publicó posterior al terremoto ocurrido en 1967, la cual presento dos propuestas actualizadas en el año 2017 y posteriormente en el 2018, considerando que la misma estuvo desactualizada por más de 15 años en cuanto a la normativa vigente, razón por la cual ha sido objeto de diversas investigaciones para evaluar las propuestas mencionadas anteriormente con respecto a la norma 1756:2001.

Cabe destacar que estos fenómenos han ocasionado gran destrucción y, por consiguiente, genera retraso en el desarrollo de las ciudades más afectadas. Así mismo, considerando que actualmente debido a diversos factores como la falta de seguimiento institucional o desarrollo tecnológico, ha contribuido a la desactualización de las normativas sísmicas en diversos países, lo cual es un aspecto alarmante a nivel mundial debido al riesgo que representa dicha condición.

Por los razonamientos realizados, el presente trabajo de investigación centra su atención en establecer una comparación en la respuesta sísmica de las edificaciones aporticadas regulares de concreto armado, cuando son aplicados los métodos de análisis estáticos propuestos por las normativas venezolanas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018 lo cual permitirá observar los avances realizados en cuanto a desarrollos de métodos de análisis, parámetros sísmicos, consideraciones, entre otros.

## **CAPÍTULO I**

### **EL PROBLEMA**

#### **1.1 Planteamiento del Problema**

El planeta tierra está conformado por capas, entre las cuales se encuentran el núcleo interno, la corteza, el manto, la hidrósfera y el conjunto de placas tectónicas; este último representa un papel importante en la conformación de los continentes, debido a que la superficie terrestre se encuentra compuesta por fragmentos de placas de gran tamaño que se empujan, rozan y chocan entre sí, generando poderosos procesos que forman montañas y transforman paisajes, así como el metabolismo geológico del planeta. El dinamismo de sus placas tectónicas es también responsable de hacerlo habitable.

Por otro lado, según Espíndola, V. y Pérez, X., (2018) “a consecuencia de esa gran deformación y fuerzas de fricción que se originan en las fronteras de la corteza provocan que el material del que están constituidas las placas finalmente se fracture y provoque, en la mayoría de los casos, desplazamientos súbitos o perturbaciones, lo cual constituye la antesala de lo que en la superficie terrestre se conoce como un sismo” (p. 10).

Así mismo, es importante destacar que a nivel mundial la sismicidad representa uno de los fenómenos naturales que causan gran destrucción en intervalos de tiempo muy cortos y en zonas muy extensas. Un 20% de las grandes ciudades del mundo están ubicadas en zonas de alta sismicidad; afectando principalmente a las edificaciones de concreto armado, así como la posibilidad de pérdida de vidas humanas.

De acuerdo con los razonamientos que se han venido realizando, es evidente la problemática existente de la sismicidad y cómo afecta las estructuras rígidas, sin embargo, en gran cantidad de países se ha tomado en cuenta dicha situación de

manera que las estructuras posean un comportamiento sísmico eficiente ante la presencia de este fenómeno.

Por esta razón, en diversas instituciones del mundo especializadas en estudiar el comportamiento de las edificaciones ante los sismos, establecen normativas o códigos que permiten proporcionar a las estructuras los requerimientos necesarios para alcanzar un buen comportamiento sísmico, a través de metodologías y parámetros sísmicos necesarios para el análisis sismorresistentes de los diferentes tipos de estructuras, con el fin de disminuir la vulnerabilidad estructural a la que se encuentran sometidos, así como la disminución de la pérdida de vidas humanas.

Dichas normativas proporcionan los métodos necesarios para el análisis sismorresistente de acuerdo a los diferentes tipos de estructuras, entre estos métodos destacan los análisis estáticos (basados en las fuerzas horizontales), dinámicos (en el plano, en el espacio o en el tiempo), y los no lineales. Estos se aplican de acuerdo a limitaciones normativas que consideran aspectos como: Condiciones geotécnicas, características de la edificación, regularidad estructural, cargas aplicadas, utilidad de la edificación, entre otros.

Así mismo, es importante destacar que en diversos países de Latinoamérica poseen elevados niveles de sismicidad a consecuencia del sistema de fallas geológicas, razón por la cual han optado por desarrollar sus propias normativas sismorresistentes, con el fin de aminorar los niveles de riesgos a los que se ven sometidas las edificaciones y vidas humanas a causa de este fenómeno, por otro lado, debido a la cantidad de eventos sísmicos que se manifiestan, las normativas siempre están sujetas a constantes modificaciones con el fin de mejorar las metodologías y parámetros para el análisis sismorresistente.

De la misma manera, Venezuela por ser un país sísmico donde han destacado eventos como el terremoto de 1967 el cual tuvo una magnitud de 6,5 a 6,7 dejando 236 muertos y 2.000 heridos, así como el más reciente de magnitud 7,3 ocurrido el 21 de agosto de 2018, lo cual conlleva a que nuestro país posea su propia Normativa para Edificaciones Sismorresistente COVENIN desde el año de 1982, la cual ha

presentado actualizaciones hasta el año 2001 y posteriormente en el año 2018 (misma que se encuentra en revisión); cabe resaltar que dicha norma no había recibido actualización en más de 15 años.

Por lo expuesto anteriormente, se plantea la comparación de la respuesta sísmica en edificaciones de concreto armado, aplicando los métodos de análisis estático según las Normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018, lo cual permitirá observar las diferencias entre cada actualización realizada en la norma venezolana, a fin de observar sus avances realizados en cuanto a desarrollos de métodos de análisis, parámetros sísmicos, consideraciones, alcance, entre otros.

## **1.2 Formulación del Problema**

¿Cuáles serían las diferencias en la respuesta sísmica en edificaciones de concreto armado, cuando son aplicados los Método de Análisis Estático según las Normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018?

## **1.3 Objetivos de la Investigación**

### **1.3.1 Objetivo General**

Comparar la respuesta sísmica en edificaciones de concreto armado, aplicando los métodos de análisis estático según las Normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

1. Realizar cuadros comparativos sobre nomenclaturas, parámetros sísmicos, filosofías de diseño y limitaciones que intervienen en la realización de un análisis sísmico estático según lo establecido en las Normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.
2. Establecer los procedimientos para la obtención de espectros de diseño y aplicación de los métodos de análisis estáticos según lo establecido en las Normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.
3. Elaborar un análisis comparativo de los espectros de diseño para distintos parámetros sísmicos según lo establecido en las Normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.

4. Analizar cuadros y gráficos comparativos sobre la respuesta sísmica en edificaciones de concreto armado aplicando los Métodos de Análisis Estático según lo establecido en las Normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.

#### **1.4 Justificación**

En Latinoamérica, el fenómeno sísmico ha ocasionado alta vulnerabilidad en diversos países, agravada por la ocupación no planificada e irracional del territorio, las carencias en dotación adecuada de viviendas e infraestructura, la ausencia de mecanismos adecuados de control y regulación, y las debilidades sociales desde el punto de vista organizacional, para reaccionar ante un evento de tal naturaleza.

En este sentido, la ingeniería estructural sismorresistente ha logrado sin lugar a duda que se dé un avance enorme en cuanto a ingeniería civil, en materia de calidad de vida y seguridad social. Esto permite tener construcciones que sean capaces de soportar una catástrofe tan grande como lo es un sismo, que sin lugar a duda es un temor para la sociedad en común, no solo porque no es capaz de ser predecible, sino también porque puede llegar a ser un factor que cause perjuicios de magnitud enorme. (Gutiérrez, G. 2014).

Es por ello, que a nivel mundial se plantean normativas sismorresistentes que a su vez impulsan constantemente el desarrollo de investigaciones en el área y con esto, la actualización y reforma de sus códigos sísmicos. Así mismo, de acuerdo con Páez (2018). “Es de importancia tener un marco actualizado y que sea más exigente y en consonancia con las investigaciones y avances en la materia tanto a nivel nacional e internacional”.

Por esta razón, comparar las Normas Sismorresistentes Venezolanas (COVENIN 1756:2001 y 1756:2018), permitirá evidenciar sus fortalezas o debilidades respecto a cada actualización que se ha realizado, en cuanto a aspectos de parámetros sísmicos y metodologías de análisis estático.

Finalmente, a nivel profesional y académico, esta investigación proporciona un avance importante en dicha área, ya que permitirá la comprensión y entendimiento de las normativas sismorresistentes que se trabajan a nivel nacional, enfocado a los

métodos de análisis estático y adecuada interpretación de la respuesta sísmica en las edificaciones.

### **1.5 Alcance y Limitaciones de la Investigación**

El presente trabajo de investigación plantea la comparación de la respuesta sísmica de las edificaciones, cuando son aplicados Métodos de Análisis Estático según lo propuesto por las normativas Venezolanas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.

Así mismo, la investigación es limitada al área del análisis sismorresistente de edificaciones. La comparación planteada centra su atención en el análisis de edificaciones aporricadas regulares de concreto armado, con secciones brutas y no fisuradas, de uso residencial con baja ocupación y de oficina, con alturas variables (3, 5 y 8 niveles). Además, no se considerarán aspectos como la excentricidad accidental de la estructura, o la incidencia de esfuerzos de tipo torsional.

Por otra parte, se ilustraran los procedimientos y metodologías de análisis sísmico estático sobre las normativas Venezolanas a través de diagramas de flujo. Finalmente, a través de hojas de cálculo en EXCEL se podrá apreciar la dispersión de datos que proporcionen los resultados de espectros de diseño (elásticos e inelásticos) y métodos de análisis sísmico estático, así mismo para el modelado y obtención de los desplazamientos y derivas por nivel se hará uso del programa ETABS 18.2

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Antecedentes de la investigación

En todo proyecto de investigación que se desee realizar, resulta fundamental contar con referencias confiables y seguras de otros autores que sustenten el tema que se desea estudiar, de manera que el investigador pueda ampliar sus conocimientos y basar sus estudios en fuentes de proyectos y trabajos previamente realizados. La finalidad de resaltar estos argumentos concretos y sólidos, es permitir al investigador establecer los principios y elementos que se encuentran relacionados con el tema de manera clara y concisa, además de permitir delimitar el objeto de estudio y por consiguiente determinar el propósito de la investigación.

Haro, B. (2019), en su trabajo de investigación titulado **“Influencia del cambio de la Norma E.030/2006 a la Norma E.030/2018 en la respuesta estructural de un edificio multifamiliar del distrito de Surquillo”** realizada en la Universidad privada del Norte en Lima – Perú, para optar al título de Ingeniero Civil el cual está enfocado en la influencia de la respuesta estructural de una edificación por la actualización de la norma sísmica E.030, en el cual a través de diferentes métodos comparativos, donde se establecen las variaciones resultantes posterior a los métodos de análisis.

En la investigación se concluye que el cambio de la norma influye significativamente en la respuesta estructural de la edificación, incrementando las fuerzas cortantes de entrepiso, en derivas y fuerzas en elementos estructurales. Estos incrementos resultan desfavorables para la edificación ya que frente un evento sísmico la edificación no estaría preparada estructuralmente y se generarían pérdidas económicas con posibilidad de pérdidas humanas. Es por ello que resulta importante la evaluación de la respuesta sísmica de las edificaciones por la influencia de actualización de normativas, y los parámetros que influyen sobre dichas variaciones.

En el mismo orden de ideas, Caceres, C. y Fabra, M. (2018) en su trabajo de investigación titulado **“Análisis comparativo del comportamiento sísmico en edificaciones de concreto armado, aplicando el método de análisis dinámico según las normas venezolanas COVENIN 1756:2001 y construcciones sismorresistentes (draft 2017)”**, realizado en la Universidad José Antonio Páez, para optar al título de Ingeniero Civil, el cual se enfoca en el análisis comparativo del comportamiento sísmico en edificaciones aporricadas de concreto armado y de forma regular entre las normativa COVENIN 1756-2001 y la propuesta de actualización Construcciones Sismorresistentes (Draft 2017) siendo aplicado el método de análisis dinámico establecido en ambas normas, aplicando diagramas de flujo, gráficos y cuadros comparativos para la interpretación de las variaciones presentadas en las normas

Por lo tanto, dichos diagramas y cuadros comparativos que se presentan en dicha investigación proporcionan una referencia y estructura para la comparación a realizar en el presente trabajo de investigación, y a su vez, proporciona datos importantes para el desarrollo y entendimiento de los fundamentos teóricos y prácticos para la aplicación de métodos de análisis estáticos que se desean estudiar en la respuesta estructural de la edificación

Finalmente, Rosal, O. y Sevilla J. (2000) En su trabajo de grado **“Análisis comparativo de edificaciones calculadas con la norma de edificaciones antisísmicas 1756-82 y la norma de edificaciones sismorresistentes 1756-98”**, realizado en la Universidad de Carabobo, para optar al título de Ingeniero Civil, se enfoca principalmente en la comparación de los parámetros sísmicos establecidos en ambas normativas venezolanas, teniendo como objetivo evaluar los cambios presentados en la actualización de la norma, en relación a espectros de diseño, parámetros, métodos de análisis, exigencias estructurales, entre otros.

En este sentido, resulta importante el estudio y consideración de dicha investigación, ya que proporciona una relación con respecto al trabajo que se desea presentar, permitiendo obtener datos relevantes en cuanto al desarrollo y comparación realizada entre las normativas venezolanas sismorresistentes 1756-82 y la 1756-98,

que resulta ser un antecedente importante para la comparación de los parámetros y métodos de análisis de las normas COVENIN 1756:2001 y la actualizada 1756:2018.

## **2.2 Bases Teóricas**

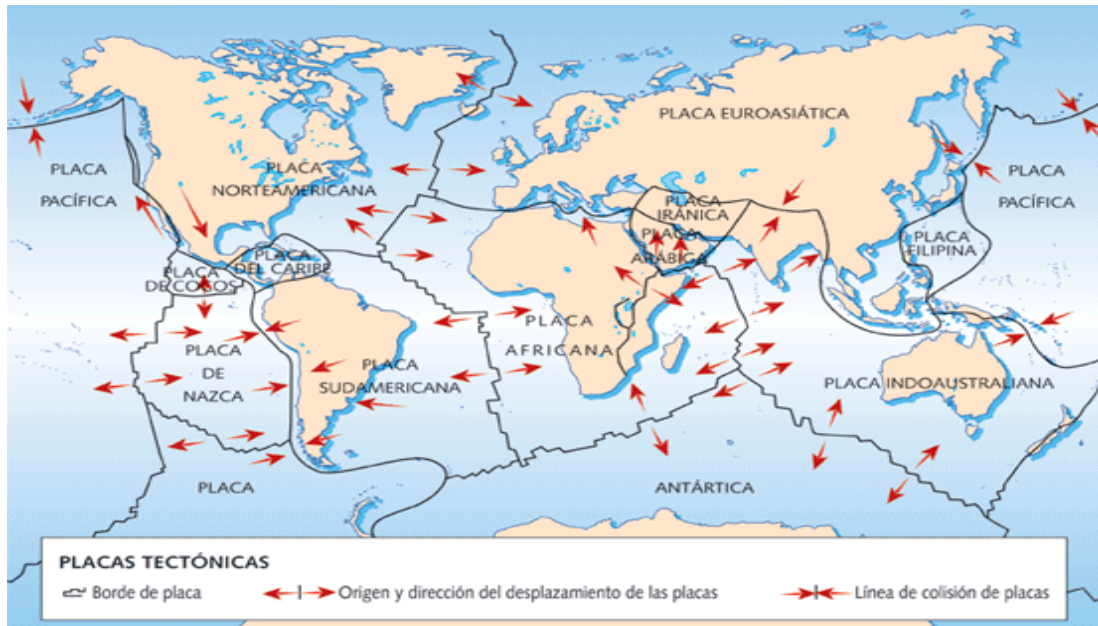
### **2.2.1 Movimientos Sísmicos y Tectónica de Placas**

Un sismo según la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS, 2002) “es un movimiento súbito e impredecible de una parte de la corteza terrestre, ocasionado por fuerzas que tienen su origen en el interior de la Tierra”.

Así mismo, estos movimientos son generados por muchos factores y procesos que influyen en la acumulación de energía, los cuales pueden ser de origen tectónico, producidos por el desplazamiento de bloques de la litosfera, volcánico, producido por la extrusión de magma hacia la superficie, explosiones nucleares o por la tectónica de placas, del cual este último representa el proceso que genera sismos más severos. Obteniendo como resultado, una liberación de energía acumulada que se transmite en forma de ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones a su paso a través del manto y la litosfera hasta la superficie terrestre.

En el mismo orden de ideas, según el Servicio Geológico Mexicano (SGM, 2017) el científico irlandés John Joly propuso que, a causa de la mala conductividad térmica de la corteza, el calor radiactivo que se genera en la Tierra se acumula debajo de la corteza y funde el manto, lo que provoca una convección térmica.

En este sentido, la corteza terrestre se encuentra dividida en una serie de placas que se encuentran en constante movimiento, generando un conjunto de esfuerzos importantes, que en algunas ocasiones, llegan a vencer la fricción que las mantiene en contacto las cuales se desplazan pasivamente producto de las corrientes de convección, ocasionando fracturas en la roca y en consecuencia una liberación súbita de la energía almacenada. En base a esto, el avance científico ha contribuido a la observación y determinación de los patrones de comportamiento de las placas tectónicas (Ver Figura 1).



**Figura 1. Placas Tectónicas**

**Fuente:**<http://jcdonceld.blogspot.com/2010/11/las-placas-tectonicas-y-el-relieve.html>

### 2.2.2 Componentes y Forma de Propagación de un Sismo

Los sismos se encuentran caracterizados por una serie de elementos o componentes en los cuales se originan las ondas teóricamente esféricas denominadas ondas sísmicas, que se propagan en muchas direcciones a partir del punto de concentración u origen del movimiento sísmico.

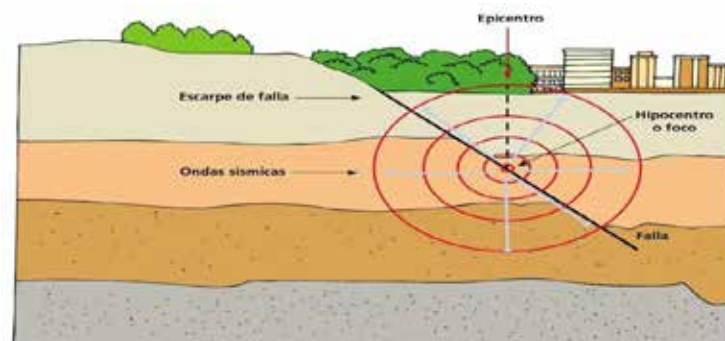
En este sentido, el punto donde se origina la vibración recibe el nombre de foco o hipocentro y se clasifican con respecto a la profundidad, donde esta si es superficial se encuentra a 70 Km, a su vez si se trata de profundidades intermedias estará en un rango de 70 a 300 Km y profundos de 300 a 700 Km.

Así mismo, es importante destacar que los terremotos de gran relevancia presentan focos superficiales, los profundos son muy escasos y no se han presentado casos de sismos originados por debajo de los 700 Km. Finalmente la proyección vertical del hipocentro es conocido como epicentro, el cual su propósito trata en facilitar la ubicación del origen del sismo en la superficie terrestre (Ver Figura 2).

En cuanto a las ondas sísmicas que se propagan a través de la tierra, según Rojas (2018) se definen como “Movimientos que se producen en la corteza terrestre, este movimiento es producto de la energía liberada a partir de un foco llamado hipocentro, las cuales se dividen en dos grandes grupos: Ondas Internas y Ondas Superficiales” (p.20).

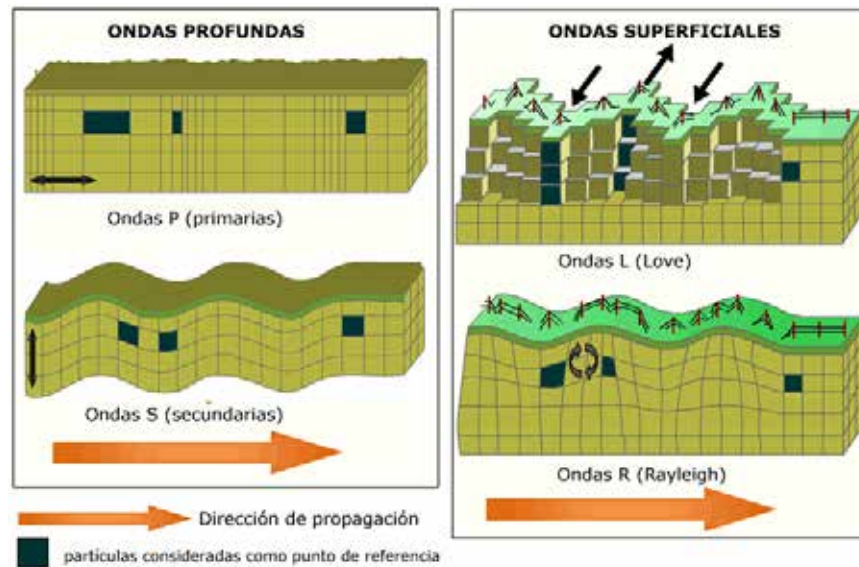
En este sentido, se encuentran tres tipos de ondas sísmicas, definidas las internas como ondas P, que consisten en la transmisión de compresiones y rarefacciones (propagación en ondas longitudinales) de la roca. El segundo tipo se trata de las ondas S, cuya propagación se realiza en forma de cizalla, donde las partículas se mueven en dirección perpendicular a la dirección de propagación del movimiento.

Finalmente, existe un tercer tipo de ondas, llamadas superficiales ya que solo se propagan por las capas más superficiales de la corteza terrestre. Dentro de este tipo de ondas se pueden diferenciar dos tipos adicionales, denominadas ondas Rayleigh las cuales se propagan en la superficie en forma elíptica retrograda y ondas Love cuya propagación de las partículas se realiza perpendicular a la dirección de propagación de la perturbación en honor a los científicos que demostraron teóricamente su existencia (Ver Figura 3).



**Figura 2.** Componentes de un Sismo

Fuente: <https://www.pinterest.com/pin/375839531400138309/?lp=true>



**Figura 3.** Ondas Sísmicas

**Fuente:** [http://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/21\\_ondas\\_ssmicas.htm](http://www.cienciasfera.com/materiales/biologiageologia/21_ondas_ssmicas.htm)

### 2.2.3 Magnitud de un Sismo

En lo que respecta a las magnitudes de un sismo, tiene como finalidad determinar la cantidad de energía que es liberada desde el hipocentro. Puede ser calculada mediante el efecto que causan las ondas sísmicas sobre un instrumento de medición de sismos como un sismógrafo.

Así mismo, la escala que se establece para determinar dicha magnitud se conoce como “Ritcher”, la cual permite obtener información cuantitativa de la energía liberada al momento del movimiento sísmico. Para representar dicha escala, se define un valor que está comprendido de 1 hasta el 9:

Menos de 3,5: apenas se aprecia el movimiento, pero queda registrado.

3,5 – 5,4: a menudo se perciben, sólo causa daños menores.

5,5 – 6,0: deja pequeños daños en edificios.

6,1 – 6,9: puede ocasionar gran destrucción en áreas muy pobladas.

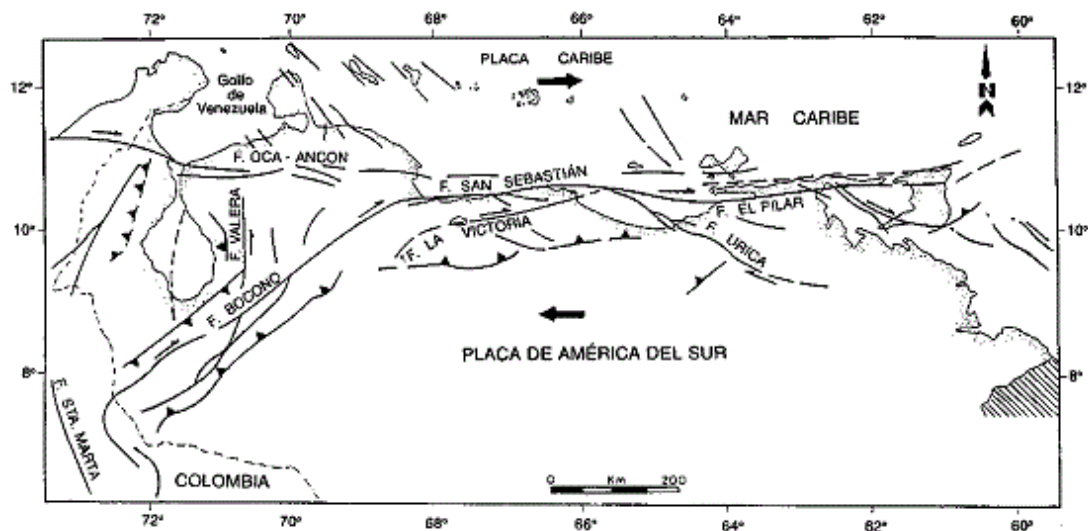
7,0 – 7,9: causa severos daños y destrucción.

8 o mayor: destrucción total.

## 2.2.4 Sismicidad en Venezuela

Venezuela se encuentra ligada a un contexto geodinámico complejo producto de la interacción entre la placa Caribe y Suramericana, el movimiento de la placa Caribe hacia el este con respecto a la Suramericana produce una actividad sísmica significativa (FUNVISIS, 2017).

Así mismo, la zona de contacto entre la placa del Caribe y la placa Suramericana está conformada por tres fallas geológicas, estas fallas son la de Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera de la Costa) y El Pilar (Serranía del Interior), las cuales son responsables de los movimientos sísmicos más inclementes que se han generado en el país. Además, existen otros accidentes activos menores (Oca-Ancón, Valera, La Victoria, Úrica, entre otros), capaces de producir sismos importantes (Ver Figura 4).



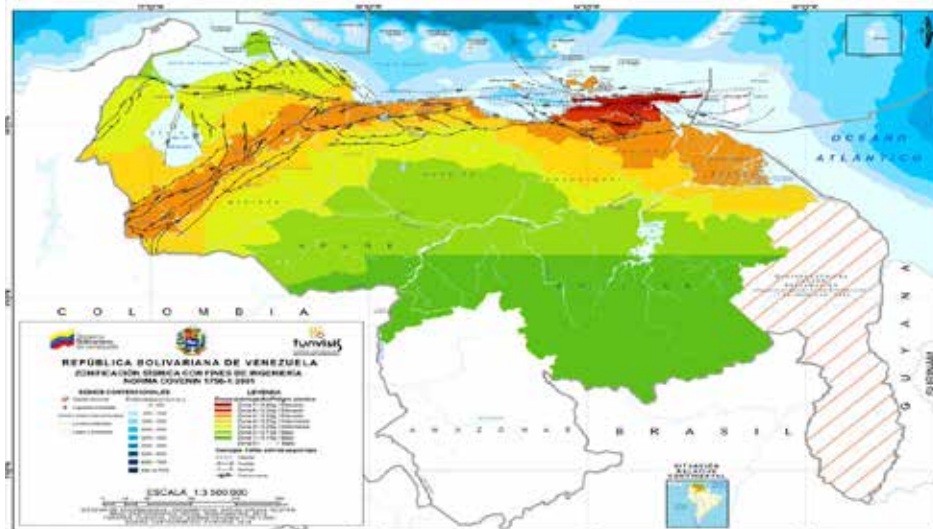
**Figura 4.** Fallas Geológicas en Venezuela

**Fuente:** <https://alejandrolara.jimdo.com/terremotos/fallas-geol%C3%B3gicas-de-venezuela/>

Por otro lado, Venezuela se encuentra geográficamente ubicada entre las placas mencionadas anteriormente, en las cuales su desplazamiento se realiza en sentido transformante (opuestos), lo que da origen a las geofracturas encontradas en las

costas y en la Cordillera de los Andes provocando dichas fallas geológicas en el territorio nacional, donde la zona de contacto entre las fallas como Boconó y el Pilar generan grandes intensidades sísmicas.

En este sentido, la sismicidad en Venezuela está caracterizada por ser de manera superficial, y se concentra en los primeros 40 km. de profundidad, así mismo, se encuentra definida por una alta tasa de microsismicidad, tratándose esto de eventos cuyas magnitudes son menores o iguales a 3 y de magnitudes intermedias entre 3 y 5. (Ver Figura 5).

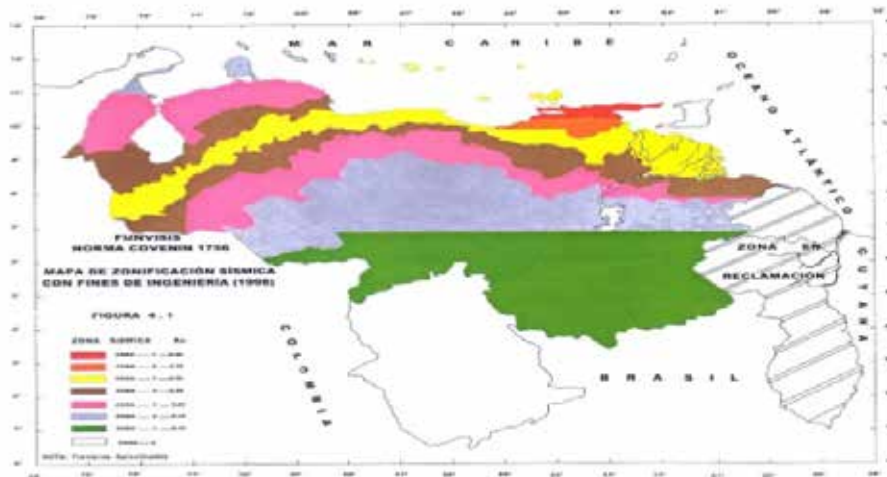


**Figura 5.** Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela  
Fuente: <https://twitter.com/funvisis/status/626102433857564672>

## 2.2.5 Norma “Edificaciones Sismoresistentes” COVENIN 1756-1:2001 (Venezuela)

### 2.2.5.1 Zonificación Sísmica y Movimientos de Diseño

La normativa venezolana 1756:2001 se encuentra dividida en ocho zonas sísmicas, las cuales establecen un nivel de peligro sísmico (Ver Figura 6).



**Figura 6.** Zonificación Sísmica en Venezuela.  
**Fuente:** COVENIN 1756:2001.

El mapa de zonificación sísmica se encuentra relacionado con los coeficientes de aceleración horizontal ( $A_0$ ), el cual representa un porcentaje de la gravedad, relacionado con cada zona sísmica especificada en el mapa, que a su vez se consideran representativos de probabilidades de excedencia de 10% para una vida útil de 50 años, y un periodo de retorno de 475 años (Ver Figura 7).

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	$A_0$
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

**Figura 7.** Tabla de Coeficiente de Aceleración Horizontal ( $A_0$ )  
**Fuente:** COVENIN 1756:2001

Los coeficientes de aceleración se representan a través de las 8 zonas sísmicas desde la Zona 0, donde no se toma en cuenta las acciones sísmicas, hasta la Zona 7 donde el coeficiente de aceleración horizontal  $A_0$  es igual a 0.40.

### 2.2.5.2 Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación

Las ondas elásticas provocadas por el movimiento sísmico se propagan a través del suelo donde se encuentran apoyadas las construcciones, donde estas tendrán una magnificación o disminución de su aceleración de acuerdo al tipo de suelo donde se propaguen. Por lo tanto, en dicha norma se toman en cuenta una clasificación que permite considerar dichos efectos, estableciendo las formas espectrales, que van desde tipo S1 (roca fracturada o suelos duros) a S4 (suelos blandos).

A su vez, las formas espectrales son dependientes de las velocidades de las ondas de corte en perfiles geotécnicos ( $V_{sp}$ ) y de la profundidad del estrato hasta la roca ( $H$ ), en el cual son detectadas dichas ondas de corte. Adicionalmente, presenta horizontales del terreno (Ver Figura 8).

Material	$V_{sp}$ (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	$\phi$	Forma Espectral	$\phi$
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	$\leq 50$	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	$\leq 15$	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos <sup>(b)</sup> intercalados con suelos más rígidos	-	$H_1$	S3 <sup>(c)</sup>	0.65	S2	0.70

a) Si  $A_0 \leq 0.15$  úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ( $V_s < 170$  m/s) debe ser mayor que  $0.1 H$ .

c) Si  $H_1 \geq 0.25 H$  y  $A_0 \leq 0.20$  úsese S4.

**Figura 8.**

Fuente: COVENIN 1756:2001

### 2.2.5.3 Clasificación de las edificaciones

#### Según su grupo:

**Grupo A:** Edificaciones de uso esencial, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia, en las cuales su falla puede dar lugar a grandes pérdidas humanas. Algunas son: hospitales, edificios gubernamentales, estaciones de bomberos y de policía, subestaciones eléctricas, edificios educativos, de valor histórico o artístico.

**Grupo B1:** Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas temporal o permanentemente. Algunas son: edificios con ocupación de más de 3000 personas, centros de salud no incluidos en el Grupo A y edificaciones clasificadas en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro las de este Grupo.

**Grupo B2:** Edificaciones de uso público o privado, con baja densidad de ocupación. Algunas son: viviendas, edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles, bancos, restaurantes, cines y teatros, almacenes y depósitos y toda edificación clasificada en el grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.

**Grupo C:** Construcciones que no están destinadas a la vivienda o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros grupos.

**Usos Mixtos:** Edificaciones que tengan áreas que pertenezcan a más de un grupo, en este caso se clasificaran en el grupo más exigente. Por lo tanto, de acuerdo a la utilidad e importancia que tengan las edificaciones, se establecieron una serie de factores con la finalidad de amplificar los efectos del sismo de diseño (Ver Figura 9).

<b>GRUPO</b>	$\alpha$
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

**Figura 9.** Tabla de Factor de

**Fuente:** COVENIN 1756:2001

**Según el tipo de estructura**

**Tipo I:** estructuras que son capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, por ejemplo sistemas estructurales constituidos por pórticos.

**Tipo II:** estructuras que combinan sistemas estructurales Tipo I y III.

**Tipo III:** estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto. En este grupo se distinguen los sistemas acoplados con dinteles o vigas dúctiles, además de los pórticos de acero con diagonales excéntricas.

**Tipo IV:** Estructuras que no posean resistencia necesaria para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Destacando edificaciones con losas sin vigas.

**Según los Niveles de Diseño (ND):**

En los niveles de diseño se clasifican las edificaciones de acuerdo a los criterios de diseño utilizados en el dimensionamiento y detallado de los miembros y conexiones que forman parte del sistema resistente a sismos. A su vez, los niveles de diseño tienen como finalidad permitir que las edificaciones tengan un comportamiento dúctil de manera que alcancen los rangos inelásticos de esfuerzo-

deformación, desarrollando su máxima capacidad resistente. Cabe destacar que se tienen 3 niveles de diseño, estos son:

**Nivel de Diseño 1 (ND1):** para el cual los diseños en las distintas zonas sísmicas no requieren la aplicación de requisitos establecidos para acciones gravitacionales.

**Nivel de Diseño 2 (ND2):** se aplicarán los requisitos adicionales en lo establecido en las normas COVENIN-MINDUR.

**Nivel de Diseño 3 (ND3):** se aplicarán los requisitos para el diseño en zonas sísmicas establecidas por las normas COVENIN-MINDUR. El nivel de diseño es seleccionado tomando en cuenta: zonificación sísmica, grupo de la edificación, y regularidad en planta o elevación (Ver Figura 10).

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(\*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.

(\*\*) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

**Figura 10.** Tabla de Niveles de Diseño

Fuente: COVENIN 1756:2001

En caso de existencia de algún tipo de irregularidad, la norma establece la aplicación de nivel de diseño 3 (ND3).

#### 2.2.5.4 Factor de Reducción de Respuesta (R)

Es un valor adimensional el cual divide las ordenadas del espectro de respuesta elástico para obtener el espectro de diseño. Los factores de reducción de respuesta R son dependientes del nivel de diseño, el tipo de estructura, el material constructivo y la regularidad de la edificación. Para efectos de la investigación, se limita el uso de los valores R únicamente para estructuras de concreto armado (Ver Figura 11).

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

**Figura 11.** Tabla de Factor de Reducción (R) en Edif. de Concreto Armado  
Fuente: COVENIN 1756:2001

En caso de presentarse irregularidades en la edificación, se debe multiplicar el valor de R por factores de minoración o amplificación de acuerdo al caso de irregularidad, esto según lo establecido en el **Capítulo 6 - Sección 6.4.1** de la norma.

#### 2.2.5.5 Espectros de Diseño Sísmico

La norma COVENIN 1756:2001, define un espectro de diseño de aceleraciones, el cual es representativo para un sismo con periodo de retorno de 475 años con probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, para un amortiguamiento crítico del 5% (Ver Figura 5). Dicho espectro de diseño, con el cual se obtiene la aceleración de diseño ( $A_d$ ), se construye mediante las siguientes ecuaciones:

**Para  $T < T_+$  (1ra rama del espectro)**

$$A_d = \frac{A_o \left[ 1 + \frac{T}{T_+} ( \quad 1 ) \right]}{1 + \left( \frac{T}{T_+} \right)^c (R - 1)}$$

$$A_d = \frac{A_o}{R}$$

**Para  $T > T^*$  (3ra rama del espectro)**

$$A_d = \frac{A_o}{R} \left( \frac{T}{T} \right)^p$$

**Donde:**

$A_d$  = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

$A_o$  = Coeficiente de aceleración horizontal.

= Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal

de magnificación promedio

$T_o = 0.25T^*$  Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

$T$  = Período de la edificación

$T_+$  = Período característico de variación de respuesta dúctil. (Ver Figura 13).

$$C = R \beta^4$$

magnificación promedio) y  $T^*$  (máximo valor donde los espectros tienen un valor constante) (Ver Figura 12).

<b>FORMA ESPECTRAL</b>	<b><math>T^*</math> (seg)</b>	<b><math>\beta</math></b>	<b><math>p</math></b>
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

**Figura 12.**

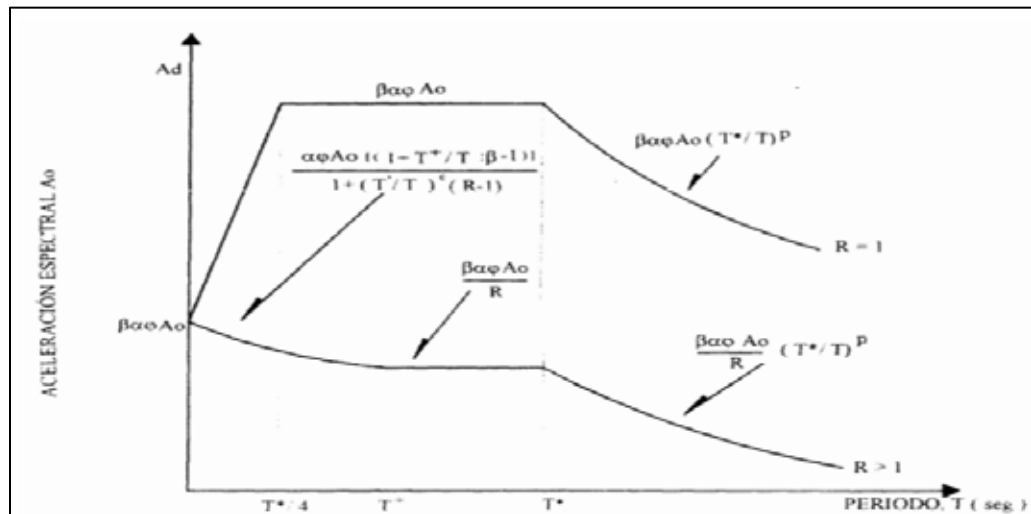
Fuente: COVENIN 1756:2001

CASO	$T^+$ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

(1)  $T_0 \leq T^+$

**Figura 13.** Tabla de Valores de  $T^+$

Fuente: COVENIN 1756:2001



**Figura 14.** Espectros de diseño elástico e inelástico

Fuente: COVENIN 1756-2:2001.

### 2.2.5.6 Análisis Estático (Método Estático Equivalente)

El método de análisis estático equivalente, se basa en determinar las fuerzas laterales aplicadas en cada nivel de la estructura, tomando en cuenta los cortantes máximos probables que causan la acción sísmica. Según lo que establece la Norma, se aplica este método para edificaciones regulares cuya altura no excede los 10 pisos o 30 metros, para ello se implementan las siguientes ecuaciones:

#### Fuerza Cortante Basal

$$V_0 = \mu \times A_d \times W$$

**Donde**

$A_d$  = Ordenada del espectro de diseño

$W$  = Peso total de la edificación por encima del nivel de base. Para el cálculo de este coeficiente, se deben sumar las acciones permanentes a los porcentajes de las acciones variables que están establecidas en la norma COVENIN 2002-88, entre la cuales se pueden destacar:

**Edificaciones de concentración de público:** Donde existe una concentración de más de 200 personas, 50% de la carga variable de servicio.

**Entrepisos de edificaciones:** Viviendas y estacionamientos distintos de (c), 25% de la carga variable de servicio.

ntes ecuaciones:

$$\mu = 1,4 \left[ \frac{N + 9}{2 + 12} \right]$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{T}{T} - 1 \right]$$

**Donde**

$N$  = Número de niveles.

**Período Fundamental**

Para cada dirección de análisis, se calculará según se establece en la siguiente formulación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_{ei})^2}{g \sum_{i=1}^N Q_i \delta_{ei}}}$$

**Donde**

$Q_i$  =Fuerza lateral aplicada en el centro de masa del nivel  $i$  del edificio.

$$Q_i = W \times \frac{W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^N W_j \times h_j}$$

$W$  = Peso total de la edificación.

$W_i$  = Peso del nivel  $i$ .

$h_i$  = Altura del nivel  $i$  medida desde la base.

= Desplazamiento elástico lateral del nivel  $i$ , debido a la carga  $Q_i$ .

$N$  = Número de niveles de la edificación.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

### **Período Estimado $T_a$**

La Norma establece como alternativa a la determinación del período fundamental ( $T$ ) de la edificación, el cálculo de un período estimado  $T_a$ , el cual es obtenido a partir de las siguientes expresiones:

#### **Para edificaciones Tipo I**

$$T_a = C_t \times h_n^{0,75}$$

**Donde**

$h_n$  = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel. Sus desplazamientos se encuentran restringidos de manera total o parcial.

#### **Para Edificaciones Tipo II, III y IV**

$$T_a = 0,05 \times h_n^{0,75}$$

Es necesario que posterior a realizar los cálculos pertinentes al método, se determine el período fundamental ( $T$ ) de la estructura con la fórmula establecida y se verifique que se cumpla la siguiente condición:

$$T \geq 1,4 T_a$$

**Distribución vertical de las fuerzas debido a los efectos traslacionales:**

Al distribuir verticalmente las fuerzas del cortante basal  $V_o$ , se pueden determinar las fuerzas laterales de diseño de cada uno de los niveles y su correspondiente dirección de análisis, mediante el uso la siguiente fórmula:

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i$$

**Donde**

Ft = Fuerza lateral concentrada en el nivel N que se determina de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_t = \left( 0.06 \frac{T}{T} \quad 0.02 \right) V_0$$

Se debe encontrar dentro de los siguientes límites:

$$0.04V_0 \leq F_t \leq 0.10V_0$$

Fi = Fuerza lateral correspondiente al nivel i, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$F_i = (V_0 - F_t) \frac{W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^N W_j \times h_j}$$

**Donde**

Wj = Peso del nivel j de la estructura.

hj = Altura media desde la base hasta el nivel j de la edificación.

**2.2.5.8 Control de desplazamientos**

**Desplazamientos laterales totales**

$$i = 0.8 \times R \times e_i$$

**Donde**

ei = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, tomando en consideración que la edificación se comporta elásticamente, de manera que se incluyen los efectos traslacionales, de torsión en planta y P-

### Desplazamiento relativo entre pisos consecutivos (Derivas)

desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\delta_i = h_i - h_{i-1}$$

#### Valores Límites de Derivas

Con la finalidad de comprobar los valores límites de los desplazamientos, se precisa de un cociente adimensional que se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$$

**Donde**

$(h_i - h_{i-1})$  = Separación entre pisos o niveles consecutivos. Se compara con los valores establecidos en la Norma (Ver Figura 15).

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

**Figura 15.** Tabla de Valores límites de Desplazabilidad

Fuente: COVENIN 1756:2001

### 2.2.6 Norma “Construcciones Sismorresistentes” COVENIN 1756-1:2018

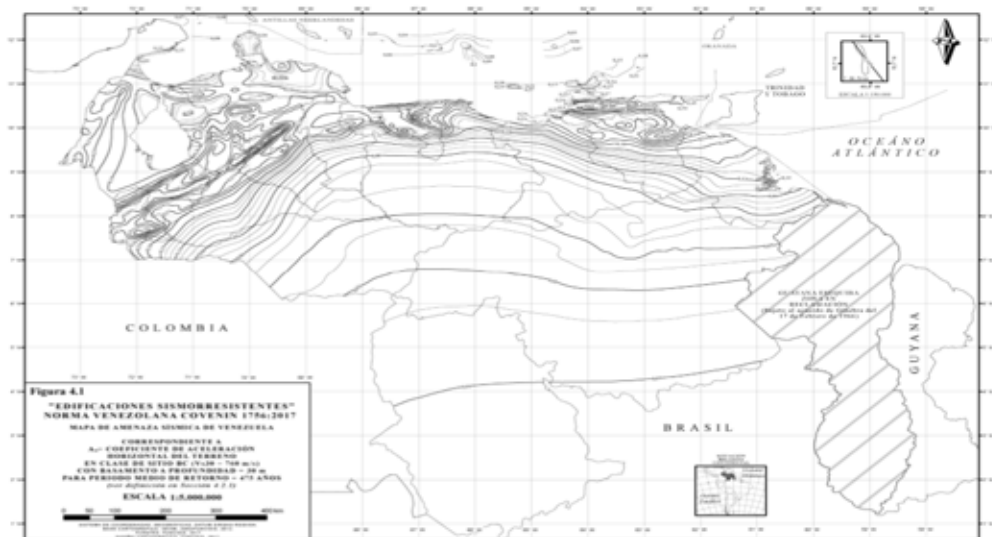
(Venezuela)

#### 2.2.6.1 Amenaza Sísmica

La normativa venezolana 1756:2018 permite cuantificar los eventos sísmicos que puede afectar de forma grave la integridad de las edificaciones y de la vidas humanas.

Por otro lado, la amenaza sísmica se encuentra relacionada con unos parámetros básicos definidos para cada región del territorio nacional, siendo estos el coeficiente

de aceleración horizontal del terreno ( $A_0$ ) (Ver Figura 16), coeficiente de aceleración espectral horizontal ( $A_1$ ) (Ver Figura 17) y período de transición entre periodos intermedios y periodos largos del espectro elástico de respuesta horizontal ( $TL$ ) (Ver Figura 18), cada uno de estos dependientes de la clase de sitio referencial para un coeficiente de amortiguamiento de 5% y un periodo medio de retorno de 475 años.



**Figura 16.** Mapa de Amenaza Sísmica,  $A_0$ .  
Fuente: COVENIN 1756:2018



**Figura 17.** Mapa de Amenaza Sísmica,  $A_1$ .  
Fuente: COVENIN 1756:2018



**Figura 18.** Mapa de Amenaza Sísmica, TL.  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### 2.2.6.2 Clasificación de las Construcciones

#### Según el Uso y Ocupación:

**Grupo A1:** son aquellas construcciones de alto impacto, cuyas fallas puede dar lugar a grandes pérdidas humanas o económicas. Algunas de estas son: construcciones para la producción o el almacenamiento de sustancias tóxicas, líneas y subestaciones eléctricas de alta tensión, puentes y viaductos de primera importancia para las comunicaciones en emergencias y construcciones de distribución masiva de agua y combustible.

**Grupo A2:** son aquellas obras que resultan esenciales para la sociedad, las cuales deben matenerse operativas antes y posterior a un sismo. Algunas de estas son: hospitales y centros de salud, públicos y privados. estaciones de bomberos, protección civil y atención de desastres, edificaciones para refugios en situaciones de emergencia, aeropuertos, estaciones ferroviarias y sistemas

masivos de transporte, escuelas, colegios, universidades y centros educativos, públicos y privados, entre otros.

**Grupo B1:** son aquellas construcciones comunes de alta ocupación, entre las cuales destacan: viviendas, oficinas, comercios, hoteles, bancos, teatros, restaurantes e industrias, puentes de poca importancia, entre otros.

**Grupo B2:** se tratan de construcciones comunes de ocupación normal, donde destacan aquellas que no cumplen con las condiciones establecidas para el grupo B1. Algunas de estas son: puentes rurales de menor importancia.

**Grupo C:** son aquellas cuyo derrumbe no ocasionaría daños a las construcciones de otros grupos. Algunas de estas son: construcciones provisionales con un servicio menor de tres años y construcciones de uso agropecuario, sin ocupación humana permanente.

**Uso mixto:** representan aquellas construcciones que pertenecen a más de un grupo, donde el grupo más exigente será el asignado a dicha obra.

Por lo tanto, de acuerdo a la utilidad e importancia que tengan las edificaciones, se establecen una serie de factores con la finalidad de amplificar los efectos del sismo de diseño (Ver Figura 20), frecuente o extremo. (Ver Figura 21).

#### **Según los niveles de diseño (ND):**

**Nivel de Diseño (ND1):** es aquel donde se proporciona una baja capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico en las construcciones. Por otra parte, no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.

**Niveles de Diseño (ND2):** es aquel donde se proporciona a la estructura una moderada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, permitiendo que la energía pueda disiparse de forma que no se pierda la capacidad portante. Así mismo, requiere la aplicación de requisitos adicionales de diseño sísmico especificados en las normas de materiales.

**Nivel de Diseño (ND3):** es aquel que proporciona a la estructura una alta capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico, , permitiendo que la energía pueda disiparse de forma que no se pierda la capacidad portante. A su vez, requiere del cumplimiento de requisitos especiales de diseño sísmico especificados en las normas de materiales.

#### **Según el tipo estructural:**

El análisis del sistema sismorresistente será clasificado en uno o más de los cuatro Tipos Estructurales, I, II, III, IV. Así mismo los tipos estructurales se dividen en Subtipos que pueden tener distintos niveles de diseño ND, los cuales dependerán del cumplimiento del cumplimiento de la calidad mínima de los materiales básicos y de los conectores, de los requisitos dimensionales, de la capacidad y detallado de los miembros y sus conexiones, de acuerdo con lo especificado en las normas de diseño. Entre los tipos de sistemas estructurales se encuentra definidos de la siguiente manera:

**Tipo I:** son aquellas cuyas estructuras de vigas y columnas que ante las acciones sísmicas se deforman principalmente por la flexión de sus elementos, y a su vez cumplen con las relaciones dimensionales establecidas en las normas de diseño para cada Nivel de Diseño. Así mismo, este se encuentra sub dividido en lo siguiente:

**Subtipo I-a:** son aquellas estructuras constituidas por pórticos, con vigas y columnas conectadas por juntas, de concreto armado, de acero estructural, mixtos acero-concreto o de madera. Los cuales deben cumplir con los requerimientos establecidos en la norma.

**Subtipo I-b:** son aquellas constituidas por pórticos de acero con vigas de celosía. Las cuales se califican como ND3 al ser diseñados con segmentos especiales para disipar energía de acuerdo con la norma AISC 341.

**Subtipo I-c:** pórticos de acero con columnas articuladas en la base.

**Subtipo I-d:** estructuras de concreto armado constituidas por muros o columnas con losas sin vigas.

**Tipo II:** son aquellas estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III. En las cuales su acción conjunta deber ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas.

**Subtipo II-a:** estructuras constituidas por la combinación de los Subtipos I-a y III-a.

**Subtipo II-b:** estructuras constituidas por la combinación de los Subtipos I-a y III-b.

**Tipo III:** son aquellas estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante muros de distintos materiales como concreto armado, de sección mixta acero-concreto, mampostería, entre otros.

**Subtipo III-a:** son estructuras conformadas por muros de concreto armado con dinteles de acoplamiento dúctiles, entre otros.

**Subtipo III-b:** son las estructuras conformadas por muros de concreto armado sin acoplamientos de dinteles dúctiles, los muros de pared delgada sin elementos de borde del tipo túnel, entre otros.

**Subtipo III-c:** Son las estructuras conformadas por muros prefabricados de concreto armado, por muros de mampostería, entre otros.

**Tipo IV:** Estructuras sustentadas por varios planos resistentes, así como estructuras constituidas por pórticos de acero con vigas articuladas en sus extremos, entre otros.

### 2.2.6.3 Tipos de Sismos y Períodos Medios de Retorno

Los tipos de sismos y sus períodos de retorno correspondientes a cada uno de estos, la Norma hace referencia a probabilidades de ocurrencia que puede presentar un sismo de alta magnitud, estos valores se asignan dependiendo del Grupo de Uso de la estructura y su importancia como edificación (Ver Figura 19). Así mismo logra mediante los tipos de sismos, estipular la acción sísmica que la estructura debe poseer para cumplir con los objetivos de desempeño que se precisan.

#### Sismo de Diseño

**Grupo de Uso A1:** Para determinar el factor de importancia correspondiente se deberá efectuar un estudio especial de amenaza sísmica en la zona de construcción. De esta manera se obtendrán los parámetros auxiliares para un período medio de retorno de 1975 años, a su vez el factor entre  $A_0^{1975}/A_0$  y  $A_1^{1975}/A_1$ , este valor no puede ser menor que 1,7. Asimismo, el valor de  $T_L^{1975}$  no se tomará menor que  $0,9 T_L$ .

**Grupo de Uso A2, B1, B2 y C:** El valor del factor de importancia se encuentra tabulado, depende del grupo en que se encuentre ubicada la estructura. (Ver Figura 20). Opcionalmente se puede efectuar un estudio especial de amenaza sísmica del lugar geográfico de construcción y

con los resultados se obtendrán los parámetros auxiliares para el período medio de retorno correspondiente. De esta manera se redefinirá el factor de  $A_0^{PMR}/A_0$  y  $A_1^{PMR}/A_1$ , este valor no debe ser menor que el ochenta y cinco por ciento (85%) del asignado en la Figura 19. A su vez el valor de  $T_L^{PMR}$  no deberá ser menor a  $0,9 T_L$ .

Grupo de Uso	SISMO FRECUENTE		SISMO DE DISEÑO		SISMO EXTREMO	
	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	Probabilidad de excedencia	PMR (años)	Probabilidad de excedencia	PMR (años)
A1	50% en 50 años	72	2,5% en 50 años	1.975	0,5% en 50 años	9.975
A2	50% en 25 años	36	5% en 50 años	975	1% en 50 años	4.975
B1	--	--	7% en 50 años	689	1,5% en 50 años	3.309
B2	--	--	10% en 50 años	475	2% en 50 años	2.475
C	--	--	20% en 50 años	225	--	--

**Figura 19.** Tabla de Tipos de Sismos y Períodos Medios de Retorno  
Fuente: COVENIN 1756:2018

Por lo tanto, de acuerdo a la utilidad e importancia que tengan las edificaciones, se establecen una serie de factores con la finalidad de amplificar los efectos del sismo de diseño, frecuente o extremo.

Grupo	$\alpha$
A2	1,5
B1	1,2
B2	1,0
C	0,7

**Figura 20.** Tabla de Factor de Importancia para Sismo de Diseño  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### Sismo Extremo

Para los casos de sismo extremo, el factor de importancia correspondiente se encuentra previamente asignado según el grupo de uso (Ver Figura 21). Así mismo se podrán realizar estudios de amenaza sísmica en el lugar geográfico de la construcción, con la finalidad de obtener los parámetros auxiliares para un período se tomará como el máximo entre  $A_0^{PMR}/A_0$  y  $A_1^{PMR}/A_1$ , este valor no puede ser menor

que el asignado en la Figura 21. Así mismo, el valor de  $T_L^{PMR}$  no se tomará menor que  $0,9 T_L$ .

Grupo	$\alpha$
A1	3
A2	2,4
B1	2
B2	1,85

**Figura 21.** Tabla de Factor de Importancia para Sismo Extremo  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### Sismo Frecuente

Para casos de sismo frecuente en donde se presente ausencia del estudio especial de amenaza sísmica, el factor de importancia para los grupos de uso A1 y A2 serán 0,45 y 0,3 correspondientemente. Asimismo el período  $T_L^{PMR}$  se tomará como  $0,85 T_L$ .

De igual manera, se podrá realizar estudios de amenaza sísmica en el lugar geográfico de la construcción, con el propósito de obtener los parámetros auxiliares para un período medio de retorno previamente establecido, de manera que el factor de  $I_0^{PMR}/A_0$  y  $I_1^{PMR}/A_1$ , este valor no puede ser menor que 0,3 y 0,2 para el grupo de uso A1 y A2, respectivamente. De igual manera, el valor de  $T_L^{PMR}$  no se podrá ser menor que  $0,75 T_L$ .

#### 2.2.6.4 Efectos Geotécnicos

El estudio de los efectos geotécnicos viene dado por una serie de parámetros necesarios para la determinación de las características del terreno, entre ellos la ubicación de las construcciones las cuales se clasifican según las características del sitio lo que permite determinar los factores de sitio para la construcción de los espectros de respuesta. A su vez, se toman en cuenta las condiciones topográficas, y finalmente la clase de sitio para los perfiles geotécnicos, considerando las características de los mismos.

### **Clase de sitio**

La clase de sitio se determina a través de las características de los perfiles geotécnicos en los cuales se representa el grado de rigidez superficial del terreno, y con el índice cuantitativo dado por la velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ), estableciendo la velocidad promedio en los 30 metros superiores ( $V_{s30}$ ), cuyo valor debe determinarse mediante medición directa o por aproximación.

**Vs30 Calculado:** Su valor puede ser determinado mediante los siguientes procedimientos:

A través de mediciones geofísicas in-situ que se encuentren debidamente calibradas, tales como: sondeos tipo pozo abajo ('down-hole') o pozos cruzados ('cross-hole'), mediciones sísmicas de refracción, mediciones de ondas superficiales tipo SASW o MASW, mediciones de ruido ambiental tipo ReMi.

Mediante perforaciones cuya profundidad sea de al menos 20 metros, o hasta el subsuelo, donde se cumpla que  $N_{SPR} \geq 50$  (Número de golpes de ensayo de penetración estándar), esta medida debe ser sin correcciones o con resistencia al corte no  $\leq 2$ , de manera que se puedan aplicar los cálculos de ponderación del  $V_{s30}$  correctamente.

Para todas aquellas estructuras que pertenezcan al Grupo A, y las que posean más de 20 pisos, se deben aplicar ambos procedimientos y tomar como valor de  $V_{s30}$  el que genere un espectro de respuesta más desfavorable para la edificación que se encuentra en estudio.

**Vs30 Aproximado:** En aquellos casos en donde los Grupos de Uso sean B2 y C, de no más de 3 pisos, el  $V_{s30}$  se puede estimar de la siguiente manera:

Implementando métodos indirectos que se encuentren sustentados estadísticamente, tales como los derivados del relieve o de características geomorfológicas.

Mediante extrapolaciones conservadoras, realizadas a través de exploraciones limitadas del terreno, con el propósito de definir fundaciones tales como calicatas.

**Ponderación de Cálculo de Vs30:** Cuando se implementen los procedimientos para el Vs30 Calculado, a las diversas capas con sus respectivas características del terreno hasta los 30 metros de profundidad, cada una con espesor  $d_k$  ( $k = 1, n$ ), se debe estipular un valor representativo para el número de golpes del ensayo de penetración estándar  $N_{SPT}$  y  $k$ , o para  $C_u$  y  $k$ . Para casos en donde las perforaciones no alcanzan los 30 metros de profundidad, se deben extrapolar estas propiedades desde su fondo hasta los 30 metros correspondientes.

Así mismo, se establece un valor de  $V_{s_k}$  en función del parámetro medido, cumpliendo con las siguientes relaciones:  $V_s = 0$  m/s, para  $N_{SPT} = 0$ ;  $V_s = 180$  m/s, para  $N_{SPT} = 15$ ;  $V_s = 360$  m/s, para  $N_{SPT} = 50$ . De manera que se pueda interpolar o extrapolar en otros casos los siguientes valores;  $V_s (C_u) = 360 C_u$  (en m/s para  $C_u$  en  $\text{kgf/cm}^2$ ).

En último lugar, se tomará como valor ponderado Vs30 el promedio armónico aplicando la siguiente fórmula:

$$Vs30 = 30 \left[ \sum_{k=1}^n \frac{d_k}{Vs_k} \right]^{-1} ; \text{ Donde: } \sum_{k=1}^n d_k = 30 \text{ m}$$

Finalmente, luego de realizar los cálculos pertinentes para determinar el Vs30, se asigna una clase de sitio en base a las descripciones cualitativas respectivas del terreno en estudio y el rango de Vs30 asociado (Ver Figura 22).

CLASE	DESCRIPCIÓN CUALITATIVA	Vs30 (m/s)
A	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable.	> 1500
AB	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	1300 a 1500
B	Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con $V_s \geq 350$ m/s.	850 a 1300
BC	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	650 a 850
C	1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras.	400 a 650
CD	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	300 a 400
D	1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas finas de menos de 30 metros de espesor.	200 a 400
DE	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	170 a 200
E	1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluidas en la Clase F.	120 a 170
F	Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación, arcillas sensibles, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas finas o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con Vs30 < 120 m/s. Se debe aplicar 5.11.	--

**Figura 22.** Tabla de Clase de sitio de los perfiles geotécnico  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### Condición Topográfica

Estas condiciones están determinadas de acuerdo a las pendientes y situación de laderas o cima que presente el terreno. Las cuales pueden ser:

**Condición topográfica leve:** se presentan pendientes promedio menor de 40% o situado en la parte media inferior de una ladera con pendiente mayor a 40%.

**Condición topográfica moderada:** se presentan pendiente promedio entre 40% y 75%; situado en la parte intermedia superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.

**Condición topográfica severa:** Pendiente promedio mayor de 75%; situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.

### **Profundidad al Basamento Rocoso**

cada sitio se definirá el valor de H para la selección de los factores de sitio. Puesto que ya se han realizado estudios para la determinación de la profundidad al basamento rocoso, tal factor se puede medir o estimar según el tipo de sitio en que se encuentre ubicada la estructura en estudio (Ver Figura 27).

Del mismo modo, se puede determinar esta profundidad mediante procedimientos en donde se deba, según su grado de precisión, asumir una cota conservadora de H. Con la finalidad de realizar mediciones geofísicas, estudios de microzonificación sísmica avalados y con el respaldo de información geológica de la zona, definir o estimar el mayor valor probable de H. En ausencia de esta información relevante para el estudio, se debe asumir apropiadamente un valor conservador de H.

### **Factores de Sitio**

Los Factores de sitio vienen determinados a través del factor de importancia por las aceleraciones del terreno ( $A_0$  y  $A_1$ ), la profundidad al basamento rocoso (H), la condición topográfica y a su vez son dependientes de la clase de sitio, los cuales vienen definidos a través de las siguientes tablas:

A $A_0$	C L A S E D E S I T I O								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
$\leq 0,01$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,60	1,90	2,40	2,70
<b>0,05</b>	0,80	0,85	0,90	1,00	1,30	1,50	1,75	2,05	2,20
<b>0,1</b>	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,45	1,60	1,75	1,85
<b>0,2</b>	0,80	0,85	0,90	1,00	1,25	1,35	1,40	1,35	1,35
<b>0,3</b>	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,25	1,25	1,10	1,00
<b>0,4</b>	0,80	0,85	0,90	1,00	1,20	1,20	1,15	0,95	0,85
$\geq 0,5$	0,80	0,85	0,90	1,00	1,15	1,15	1,00	0,80	0,70

**Figura 23.** Tabla de Factor de clase de sitio para periodos cortos,  $F_A^C$

Fuente: COVENIN 1756:2018

A A <sub>1</sub>	C L A S E D E S I T I O								
	A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
≤ 0,01	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,80	2,30	3,30	4,00
0,05	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,20	3,00	3,30
0,1	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,75	2,10	2,70	3,00
0,2	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	2,00	2,50	2,70
0,3	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,70	1,95	2,30	2,45
0,4	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,90	2,15	2,30
≥ 0,5	0,80	0,85	0,90	1,00	1,40	1,65	1,85	2,00	2,15

**Figura 24.** Tabla de Factor de clase de sitio para periodos intermedios,  $F_V^C$   
Fuente: COVENIN 1756:2018

C L A S E D E S I T I O								
A	AB	B	BC	C	CD	D	DE	E
0,85	0,90	0,95	1,00	1,20	1,40	1,70	2,25	2,65

**Figura 25.** Tabla de Factor de clase de sitio para periodos largos,  $F_D^C$   
Fuente: COVENIN 1756:2018

Condición topográfica (Ver 5.2.2)	$F_A^T$	$F_V^T$	$F_D^T$
Leve	1,00	1,00	1,00
Moderada	1,20	1,10	1,05
Severa	1,40	1,20	1,10

**Figura 26.** Tabla de Factores de condición topográfica  
Fuente: COVENIN 1756:2018

H (m)	$F_A^H$	$F_V^H$	$F_D^H$
0	1,00	0,98	0,93
10	1,00	1,00	0,96
30	1,00	1,00	1,00
60	1,00	1,02	1,05
100	1,01	1,05	1,10
200	1,02	1,08	1,20
300	1,03	1,10	1,30
500	1,05	1,20	1,60
750	1,07	1,30	2,10
≥ 1.000	1,10	1,40	2,80

**Figura 27.** Tabla de Factores de profundidad del basamento rocoso  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### 2.2.6.5 Factores de desempeño estructural

Para efectos de estudiar y posteriormente diseñar correctamente el comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas, se precisa que la misma sea capaz de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de grandes intensidades sin que se produzca un colapso de la edificación. Para cumplir con esta filosofía de diseño, a cada edificación se le asignará un Factor de Reducción de Respuesta, un Factor de Reducción Básico, un Factor de Redundancia, un Factor de Irregularidad, un Factor de Sobrerresistencia y un Factor de Amplificación de Desplazamiento. Es importante que los tipos y subtipos estructurales, cumplan con las limitaciones de altura correspondientes.

#### **Factor de Reducción de Respuesta**

El Factor de Reducción de Respuesta (R), se encuentra definido por:

$$R = \rho F_I R_0$$

#### **Donde**

$F_I$  = Factor de Irregularidad.

$R_0$  = Factor de Reducción Básico.

El Factor de Reducción R que resulte de aplicar la ecuación anterior, no debe ser menor que 1,5 en el diseño de nuevas construcciones. Para construcciones existentes deben aplicarse otros criterios específicos que sugiere la Norma.

Es aquel que se encarga de medir la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal, ya que permite pasar del espectro elástico al inelástico dependiendo de ciertas variables, a su vez este depende del tipo estructural I, II y III. Una edificación puede estimar factores de redundancia diferentes dependiendo de sus dos direcciones horizontales de análisis (Ver Figura 28).

**Planos Sismorresistentes:** Se deben tomar en consideración planos sismorresistentes que sean aproximadamente paralelos y continuos verticalmente, para entresijos cuyas fuerzas cortantes excedan el treinta y cinco por ciento (35%) de la fuerza cortante en la base. Para los casos de muros continuos, el número de vanos equivalentes se obtiene a partir del cociente de la longitud del muro entre la altura del entresijo.

igual a 1 para todo aquel diseño de miembros, conexiones, elementos colectores y empalmes donde se requiera la aplicación del Factor de  $R_0$  en la combinación de las acciones sísmicas. Asimismo, cumple dicha condición en caso de que se realice un diseño de componentes no estructurales o para el diseño de muros con acciones fuera de su plano, incluyendo sus anclajes.

Así mismo, cumple para todo aquel diseño de estructuras con aislamiento sísmico o disipadores de energía o para todas aquellas cargas que se encuentren sobre diafragmas. Igualmente cumple para aquellas ocasiones en donde la edificación pertenezca al Tipo de Estructura IV, ya que su baja redundancia se encuentra incorporada en el Factor de Reducción.

**Factor de Irregularidad ( $F_I$ ):** Es aquel que se encuentra asociado a cada tipo de irregularidad estructural. Se determina mediante valores preestablecidos según sea el caso que presente la edificación, si la construcción posee más de una irregularidad, su valor será el producto de los factores asociados a cada irregularidad, pero no podrá ser menor que 0,70. Si la construcción no posee las irregularidades indicadas, el valor de  $F_I$  es igual a uno (Ver Figura 29).

**Factor de Reducción Básico ( $R_0$ ):** Se encuentra definido por el Tipo/Subtipo Estructural, también depende del sistema sismorresistente, del material y del Nivel de Diseño. Los valores correspondientes a este factor

se determinan con base en diferentes normas estipuladas de diseño según sea el caso (Ver Figura 30):

**Estructuras Prefabricadas:** Para el diseño de estructuras prefabricadas de concreto armado se debe cumplir con lo establecido en la norma europea EN-1998-1:2004. Los Niveles de Diseño ND3, ND2 y ND1 de esta norma se corresponden con los DCH, DCM y DCL de la norma europea, respectivamente. Opcionalmente pueden utilizarse las prescripciones de la Norma ACI-318.

**Estructuras de Adobe:** En el diseño de estructuras de adobe se debe cumplir con las respectivas condiciones para refuerzo especial, que se encuentran estipuladas de la norma del Perú MVCS E.080.

**Normas de Diseño:** Se refiere a aquellas normas que deben aplicarse según sea el caso de estructuración y el material de construcción. Se define en base a las siguientes abreviaturas:

A: Estructuras de acero y mixtas de acero/concreto: COVENIN 1618. Opcionalmente la Norma AISC 341.

AD: Construcciones de adobe: MVCS E.080.

C1: Para estructuras de concreto armado: NTF 1753.

C2: Estructuras prefabricadas de concreto armado: NTF 1753 y Eurocode 8, también se puede emplear el uso de la Norma ACI-318.

C3: Para estructuras de concreto armado con losas armadas en dos direcciones sin vigas: NTF 1753 y ACI-318

MD: Para construcciones de madera: Eurocode 8.

o)

Se refiere al factor que se encuentra definido para cada Subtipo Estructural al que pertenezca la edificación, y al material de construcción empleado en la misma. En la Norma se definen combinaciones de los efectos sísmicos en donde se incluyen

o) con fines de diseño estructural. También se

especifican las pautas que se deben aplicar a los elementos con exigencias de diseño (Ver Tabla 30).

### Factor de Amplificación de Desplazamiento ( $C_d$ )

Se refiere al factor que se utiliza para determinar el desplazamiento lateral total para cada nivel de la estructura. Este coeficiente se estipula con base en el tipo/subtipo estructural, el sistema sismorresistente, los materiales y el nivel de diseño empleado (Ver Figura 30).

Sistema Estructural*	$\rho$
Posee al menos tres planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1,0
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos dos vanos.	0,80
Posee al menos dos planos sismorresistentes en la dirección de análisis, con un sólo vano.	0,65
Posee un sólo plano sismorresistente en la dirección de análisis.	0,50

\* No se permite interpolar entre casos intermedios.

**Figura 28.**

Fuente: COVENIN 1756:2018

Irregularidad (ver 3.6.2)	$F_I$
Vertical: c) Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos	0,9
Vertical: d) Aumento de las masas con la elevación	0,9
Vertical: e) Variaciones en la geometría del sistema estructural	0,9
Vertical: f) Esbeltez excesiva	0,9
Vertical: g) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales	0,8
Vertical: h) Falta de conexión entre miembros verticales	0,9
En planta: a) Gran excentricidad	0,7
En planta: b) Riesgo torsional elevado	0,7
En planta: c) Sistema no ortogonal	0,9
En planta: d) Diafragma flexible	0,9

**Figura 29.** Tabla de Factor de Irregularidad ( $F_I$ )

Fuente: COVENIN 1756:2018

Tipo Subtipo	Sistema Sismorresistente	Material / Norma (ver 6.2.4.3)	R <sub>0</sub>			Ω <sub>0</sub>	C <sub>d</sub>			
			ND3	ND2	ND1		ND3	ND2	ND1	
I-a	Pórticos de concreto armado (vigas y columnas)	Concreto / C1	6	4	2	3	4%	3%	1%	
	Pórticos de acero estructural (vigas y columnas)	Acero / A	6	3½	2½	3	4%	3%	2%	
	Pórticos mixtos restringidos (vigas y columnas)	Ac. - conc. / A	6	4	2½	3	4%	3%	2	
	Pórticos mixtos parcialmente restringidos (vig + col.)	Ac. - conc. / A	-	4%	-	3	-	4%	-	
	Pórticos de madera con espigas y pemos (vig + col.)	Madera / MD	4	2½	-	3	4	2½	-	
I-b	Pórticos prefabricados de concreto armado	Concreto / C2	4½	3	1½	3	4%	3	1½	
I-b	Pórticos de acero con vigas de celosía conectadas a momento	Acero / A	5	-	2	3	4	-	1½	
I-c	Pórticos de acero con columnas articuladas en la base	Acero / A	4½	3½	2	3	3½	3	1½	
I-d	Losas macizas o reticulares sobre columnas, sin vigas.	Concreto / C3	-	3	1½	3	-	3	1½	
	Losas macizas sobre muros, sin vigas ni muros en una dirección. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	-	-	1½	3	-	-	1½	
I-d	Losas nervadas sobre vigas y columnas, sin vigas en la dirección de los nervios. Análisis en esa dirección.	Concreto / C1	-	-	1½	3	-	-	1½	
	Sistema dual de pórticos y muros con dinteles dúctiles, pórticos arriostrados excéntricamente o de pandeo restringido, combinación de I-a y III-a. (Véase 6.5.2 y C.6.5.2).	Concreto / C1	5½	4½	-	2½	4%	3½	-	
II-a	Sistema dual de pórticos y muros, pórticos arriostrados excéntricamente o paneles, combinación de I-a y III-b. (Véase 6.5.2 y C.6.5.2)	Acero / A	6	5	-	2½	4%	3%	-	
		Ac. - conc. / A	6	5	-	2½	4%	3%	-	
		Concreto / C1	5	4½	2½	2½	4	3½	2½	
II-b	Sistema dual, prefabricado, de pórticos y muros, combinación de I-a y III-b.	Acero / A	5	4	3	2½	4	3½	3	
		Ac. - conc. / A	5	4	2½	2½	4%	3%	2½	
III-a	Sistema dual, prefabricado, de pórticos y muros, combinación de I-a y III-b.	Concreto / C2	-	2½	1½	2½	-	2½	1½	
	Muros de conc. Arm. Acoplados con dinteles dúctiles.	Concreto / C1	5	-	-	2½	4%	-	-	
	Pórticos de acero con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles.	Acero / A	6	-	-	2	4%	-	-	
	Pórticos con arriostramientos de pandeo restringido.	Acero / A	6	-	-	2½	4%	-	-	
III-b	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos acoplados con eslabones dúctiles de acero.	Ac. - conc. / A	6	-	-	2½	4%	-	-	
	Muros de concreto armado sin dinteles dúctiles	Concreto / C1	4½	-	3½	2½	3%	-	3%	
	Muros de pared delgada sin elementos de borde: para análisis en la dirección de los muros	Concreto / C1	3	-	2	2½	2½	-	2	
	Pórticos con arriostramientos concéntricos	Acero / A	4½	-	2½	2	3%	-	2½	
		Ac. - conc. / A	4	-	2	2	3%	-	2	
	Paneles de acero	Acero / A	5	-	-	2	4%	-	-	
	Paneles y diafragmas de madera clavados, conectados con clavos y/o pemos	Madera / MD	4	-	-	2½	4	-	-	
	Elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertos con paneles de madera o láminas de acero.	Acero-madera/A,MD	3	-	-	2,5	3	-	-	
	Muros mixtos	Ac. - conc. / A	4	-	3	2½	3%	-	3	
	Paneles mixtos	Ac. - conc. / A	4½	-	-	2½	4	-	-	
	III-c	Muros prefabricados de concreto armado	Concreto / A	-	2	1½	2½	-	2	1½
		Muros de mampostería con refuerzo interior	conc., arcilla/MP	-	2½	-	2½	-	2½	-
		Muros de mampostería de piezas macizas, confinados	conc., arcilla/MP	-	3	-	2½	-	3	-
		Muros de mampostería de piezas huecas, confinados	conc., arcilla/MP	-	2	-	2½	-	2	-
		Paneles y diafragmas de madera encolados, conectados con clavos y/o pemos.	Madera / MD	-	2	-	2½	-	2	-
Paneles de madera clavados, con diafragmas encolados, conectados con clavos y/o pemos.		Madera / MD	-	3	-	2½	-	3	-	
Elementos estructurales livianos de acero (perfiles doblados en frío) con arriostramientos diagonales y cubiertos con paneles de otro material distinto a la madera o al acero.		Acero/A	-	2	-	2,5	-	2	-	
Muros de adobe con refuerzo especial (ver 1.3.7).		Adobe / AD	-	-	1½	2½	-	-	1½	
IV	Estructuras sustentadas por una sola columna o por varios planos resistentes cuando más de la mitad de dichos planos poseen una sola columna cada uno, en la dirección del análisis.	Concreto / C1	2	1½	1½	1½	2	1½	1½	
		Acero / A	2	1½	1½	1½	2	1½	1½	
		Madera / MD	2	1½	1½	1½	2	1½	1½	
		Ac. - conc. / A	2	1½	1½	1½	2	1½	1½	

**Figura 30.** Tabla de Norma de Diseño, Factor de Reducción Básico (R<sub>0</sub>), Ω<sub>0</sub> y Factor de Amplificación del Desplazamiento (C<sub>d</sub>) para los Tipos/Subtipos estructurales de acuerdo al Sistema Sismorresistente, Material y Nivel de Diseño  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### 2.2.6.6 Espectro de Diseño

Con el propósito de aplicar cálculos y criterios de verificación a estructuras, bajo comportamientos probabilísticos que representen la sismicidad del lugar, se realizan los espectros de diseño. Se especifica el espectro de respuesta elástica, el espectro de diseño y el espectro de desplazamientos para las dos componentes horizontales y la componente vertical del movimiento sísmico.

#### Espectro de Respuesta Elástica

Este se construye en base al Grupo de Uso al que pertenezca la edificación, al movimiento sísmico que se experimente y al Factor de Importancia. Los espectros de respuesta elástica son empleados para un coeficiente de amortiguamiento de cinco por ciento (5%), que a su vez se encuentren asociados a una componente horizontal del movimiento sísmico, éstos se definen de la siguiente manera:

$$\begin{array}{ll}
 A(T) = A_A & T < T_A \\
 A(T) = A_A \left[ 1 + \left( \frac{T - T_A}{T_B - T_A} \right) (\beta - 1) \right] & T_A < T < T_B \\
 A(T) = \beta A_A & T_B < T < T_C \\
 A(T) = \beta A_A \left( \frac{T_C}{T} \right) & T_C < T < T_D \\
 A(T) = \beta A_A \left( \frac{T_C}{T_D} \right) \left( \frac{T_D}{T} \right)^q & T_D < T
 \end{array}$$

#### Donde

A (T): Es la ordenada adimensional del espectro de respuesta elástica de la componente horizontal del sismo para el periodo de vibración T (segundos). A (T) es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad (g).

T: Período de vibración.

$$A_A = F_A \quad 0$$

$$A_V = F_V \quad A_1$$

$$F_A = F_A^C \quad F_A^H \quad F_A^T$$

$$F_V = F_V^C F_V^H F_V^T$$

$$F_D = F_D^C F_D^H F_D^T$$

$$= 2,4$$

$$* = \max \left( \beta; \frac{A_A}{A_V} \right)$$

En el caso en donde los valores del coeficiente de amortiguamiento sean diferentes a cinco por ciento (5%), el factor de amplificación será determinado en base a otro procedimiento descrito más adelante.

$$T_A = 0,20 T_B$$

A

$$T_B = 0,25 T_C$$

$$T_C = \frac{1}{2,4} \left( \frac{A_V}{A_A} \right)$$

$$T_D = T_L \frac{F_D}{F_V}$$

$A_0$  y  $A_1$ : Corresponden a los coeficientes adimensionales de la aceleración del terreno, y la pseudo-aceleración espectral para un período estructural de 1 s, para una determinada componente sísmica horizontal actuante. Pertenecen a la Clase de Sitio BC, con profun

(5%) y período de retorno de 475 años.

$F_A^C$ ,  $F_V^C$ ,  $F_D^C$ : Factores de clase de sitio, para períodos de vibración cortos, intermedios y largos.

$F_A^H$ ,  $F_V^H$ ,  $F_D^H$ : Factores de profundidad del basamento rocoso, para períodos de vibración cortos, intermedios y largos.

$F_A^T$ ,  $F_V^T$ ,  $F_D^T$ : Factores de condición topográfica, para períodos de vibración cortos, intermedios y largos.

q: Coeficiente de la rama espectral para períodos largos (Ver Figura 31).

$T_L$ : Período característico.

Clase de Sitio	q
A, AB, B	1,5
BC, C	1,7
CD, D	1,9
DE, E	2,0

**Figura 31.** Tabla de Valores del coeficiente q

Fuente: COVENIN 1756:2018

### Espectro de Diseño Inelástico

Este se obtiene mediante el Grupo de Uso al que se encuentre asignada la estructura, al movimiento sísmico que se experimente y al Factor de Importancia. Los espectros de diseño son determinados para un coeficiente de amortiguamiento de cinco por ciento (5%), que a su vez experimentan una componente horizontal del movimiento sísmico. Se definen de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 A_d(T) &= A_A / 1,5 && T < T_A \\
 A_d(T) &= A_A \left[ \left( \frac{1}{1,5} + \frac{\beta}{R} \frac{1}{1,5} \right) \left( \frac{T}{T^+} - \frac{T_A}{T^+} \right) \right] && T_A < T < T^+ \\
 A_d(T) &= \frac{\beta A_A}{R} && T^+ < T < T_C \\
 A_d(T) &= \frac{\beta A_A}{R} \left( \frac{T_C}{T} \right) && T_C < T < T_D \\
 A_d(T) &= \frac{\beta A_A}{R} \left( \frac{T_C}{T_D} \right) \left( \frac{T_D}{T} \right)^q && T_D < T
 \end{aligned}$$

#### Donde

$A_d(T)$ : Se refiere a la ordenada adimensional del espectro de diseño de la componente horizontal del sismo para el periodo de vibración  $T$  (segundos).  $A_d(T)$  es igual a la pseudo-aceleración espectral dividida entre la aceleración de gravedad ( $g$ ).

$R$ : Factor de Reducción de Respuesta.

$T^+$ : Período característico, está acotado según la siguiente fórmula:

$$0,25 T_C + c \quad (\text{Ver Figura 32}).$$

R	T <sup>+</sup>
R < 5	0,1 (R-1)
R ≥ 5	0,40

**Figura 32.** Tabla de Valores del período T<sup>+</sup> en segundos  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### 2.2.6.7 Coeficiente Sísmico (C)

El coeficiente sísmico (C) se define mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{V_0}{W}$$

**Donde**

V<sub>0</sub> = Se refiere a la Fuerza Cortante en la Base de la construcción, en cada dirección horizontal.

W = Peso Sísmico Efectivo de la estructura.

Se debe cumplir que el valor del Coeficiente Sísmico C no será menor que C<sub>min</sub>, el cual se determina mediante la fórmula:

$$C_{\min} = \frac{A_A}{R} \quad 0,01$$

**Donde**

A<sub>A</sub> = Coeficiente de la aceleración del terreno.

R = Factor de Reducción.

### 2.2.6.8 Método de Análisis Estático Elástico

En relación al análisis estático elástico, es un método que permite estudiar el comportamiento de las estructuras al aplicarse fuerzas de carga laterales y torques que simulan la acción sísmica. Para la aplicación de este método, se debe tener en consideración las siguientes condiciones: se aplica a estructuras que posean diafragmas rígidos (Ver Figura 33).

A su vez, se considerará N como el número de niveles por encima del Nivel Base, en el último nivel (N) de la estructura, pueden apoyarse apéndices y componentes no estructurales. El análisis de estos elementos será de manera

individual como lo estipula la Norma y los mismos se añadirán al peso propio de la estructura. Asimismo, la altura de la edificación ( $h_n$ ) se podrá determinar como la existente que va desde el Nivel de Base hasta el último nivel (N), excluyendo los apéndices y elementos no estructurales existentes.

Características de la Construcción	Requerimiento mínimo
Regular (ver 3.6.1) que no excede 10 pisos ni 30 metros.	• Método de Análisis Estático Elástico (ver 9.4).
Regular (ver 3.6.1) que excede 10 pisos ó 30 metros.	• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5).
Irregular (ver 3.6.2).	• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5).
Construcciones pertenecientes al Grupo A1 (ver 3.2.1).	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño. Verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente en sitios con amenaza <math>A_A &gt; 0,1</math> (ver 8.7).</li> <li>• Método de Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo (ver 9.6.2): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo en sitios con amenaza <math>A_A &gt; 0,1</math> (ver 8.8).</li> </ul>
Construcciones pertenecientes al Grupo A2 (ver 3.2.1).	• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño. Verificación del nivel de desempeño operacional con el Sismo Frecuente en sitios con amenaza $A_A > 0,1$ (ver 8.7).
Construcciones de carácter repetitivo (ver 3.2.4).	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño.</li> <li>• Método de Análisis Inelástico (ver 9.6): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo, en sitios con amenaza <math>A_A &gt; 0,2</math> (ver 8.8).</li> </ul>
Construcciones con aislamiento sísmico o con disipadores de energía (ver 9.8 y 9.9).	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Método de Análisis Dinámico Elástico (ver 9.5): diseño con el Sismo de Diseño.</li> <li>• Método de Análisis Inelástico de Respuesta en el Tiempo (ver 9.6.2): verificación del nivel de prevención del colapso con el Sismo Extremo en sitios con amenaza <math>A_A &gt; 0,1</math> (ver 8.8).</li> </ul>

**Figura 33.** Tabla de Requerimiento mínimo de análisis  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### Fuerza cortante en la base ( $V_0$ )

Se refiere a la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, esto permite que una fuerza, también catalogada cortante, se refleje en la base de la edificación. Dichos cortantes en cada piso son aplicaciones de fuerza sísmica en ciertos niveles, y que se van acumulando a medida que se acerca a la base de la estructura. Esta fuerza se determina mediante la siguiente fórmula:

$$V_0 = \mu A_d W$$

**Donde**

$A_d$  = Ordenada del espectro de diseño para el período T.

W = Peso sísmico efectivo de la estructura.

= Factor de modificación de cortantes. Se considera el mayor valor resultante de la aplicación de las siguientes ecuaciones:

$$\mu = 1,4 \left[ \frac{N + 9}{2N + 12} \right]$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{T}{T_c} - 1 \right]$$

**Donde**

N = Número de niveles.

T = Período fundamental de la estructura.

T<sub>c</sub> = Período característico del espectro.

Se debe tener en consideración que el Coeficiente Sísmico C calculado con la Fuerza Cortante en la Base debe ser mayor o igual que el Coeficiente Sísmico mínimo. Cuando C sea menor que C<sub>min</sub>, se deben multiplicar las fuerzas de diseño por la relación C<sub>min</sub>/C.

**Período Fundamental**

Se refiere al período de vibración que experimenta la estructura y se estipula para cada una de las dos direcciones horizontales de análisis de la edificación. Su valor se determina mediante la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i u_i^2}{g \sum_{i=1}^N Q_i u_i}}$$

**Donde**

W<sub>i</sub> = Peso sísmico efectivo del nivel i.

u<sub>i</sub> = Es el desplazamiento lateral del nivel i, se calcula a través de un análisis elástico de la estructura bajo la acción de las fuerzas laterales Q<sub>i</sub>.

N = Número de niveles de la edificación.

g = Aceleración de la gravedad.

Q<sub>i</sub> = Fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel i del edificio, definida por la siguiente ecuación:

$$Q_i = W \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

**Donde**

W= Peso sísmico efectivo de la estructura.

hi = Altura del nivel i medida desde el Nivel de Base.

Se debe tener en cuenta que el modelo de la estructura no debe incluir las paredes y tabiques de relleno. Asimismo, el período fundamental T calculado no debe ser <sub>a</sub> (Ver Figura 34).

**Período Fundamental Aproximado**

Se propone su determinación como alternativa al método del período fundamental T, en donde éste valor puede tomarse igual al de T<sub>a</sub> según la siguiente expresión:

$$T_a = C_t h_n^{0,75}$$

**Donde**

Ta = Período fundamental aproximado (segundos).

hn = Altura (metros) de la edificación.

Ct = Factor para determinar el período fundamental de la estructura (Ver Figura 35).

Coefficiente de Aceleración $A_A$	$\sigma$
$A_A \leq 0,10$	1,7
$0,10 < A_A \leq 0,20$	1,55
$A_A > 0,20$	1,4

**Figura 34.**

Fuente: COVENIN 1756:2018

Tipo estructural	C <sub>t</sub>
Pórticos de concreto armado (Subtipo I-a)	0,07
Pórticos de acero (Subtipo I-a)	0,08
Pórticos de acero con arriostramiento excéntrico (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Pórticos de acero con arriostramiento de pandeo restringido (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Otros	0,05

**Figura 35.** Tabla de Valores de C<sub>t</sub> para determinar T<sub>a</sub>  
Fuente: COVENIN 1756:2018

### 2.2.5.8 Control de derivas y desplazamientos

#### Desplazamientos y derivas laterales totales

El desplazamiento  $\delta_i$  del nivel  $i$  se determina mediante la siguiente expresión:

$$\delta_i = C_d \times \delta_{ei}$$

#### Donde

$\delta_{ei}$  = Desplazamiento lateral del nivel  $i$  calculado para las fuerzas de diseño, tomando en consideración que la edificación se comporta elásticamente, de manera que se incluyen los efectos traslacionales, de torsión en planta y P-

$C_d$  = Factor de amplificación del desplazamiento elástico.

#### Desplazamiento relativo entre pisos consecutivos (Derivas)

desplazamientos laterales entre dos niveles consecutivos, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$i = \delta_i - \delta_{i-1}$$

#### Valores Límites de Derivas

Con la finalidad de comprobar los valores límites de los desplazamientos, se precisa de un cociente adimensional que se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{i}{h_i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i}$$

Los valores límites de la relación de deriva lateral total son los siguientes:

a) Para el Sismo de Diseño y para todas las estructuras con la excepción de las de mampostería, la relación de deriva lateral total  $\delta_i$  no debe ser mayor que el valor dado en la tabla 25.

b) Para el Sismo Frecuente la relación de deriva lateral total  $\delta_i$  no debe ser mayor de 0,003 para estructuras con elementos no estructurales frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones laterales y 0,005 en los otros casos.

c) La verificación del cumplimiento de los valores límites de la relación de deriva lateral total  $\delta_i$  se hará en cada nivel y en cada punto de la planta de la estructura, en cada dirección de análisis.

d) Para edificaciones de mampostería que cumplan con lo especificado en la norma de diseño el valor límite de la relación de deriva lateral total  $\delta_i$  para el Sismo de Diseño es de 0,004.

**Donde**

$(h_i - h_{i-1})$  = Separación entre pisos o niveles consecutivos. Se compara con los valores establecidos en la Norma (Ver Figura 36).

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Grupo de Uso		
	A1, A2	B1	B2, C
Componentes frágiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,008	0,010	0,012
Componentes dúctiles susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,016	0,018
Componentes no susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,022

**Figura 36.** Tabla de Valores límites de la relación de deriva total  $\overline{\delta}$  para sismo de diseño

**Fuente:** COVENIN 1756:2018

**2.3. Bases Legales**

Según Villafranca D. (2002) “Las bases legales no son más que se leyes que sustentan de forma legal el desarrollo del proyecto”, a su vez Pérez R. (2002) explica que las bases legales “son normas, leyes, reglamentos y códigos para llevar a cabo una investigación bajo la legalidad de una nación”.

Por lo tanto, en el presente trabajo de investigación en cuanto a bases legales destaca el uso de las normativas sismorresistente venezolanas, específicamente COVENIN 1756:2001 y 1756:2018, las cuales establecen los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas donde pueden ocurrir movimientos sísmicos en el territorio nacional, cuyo fin radica en proteger vidas, y aminorar los daños esperados en las edificaciones por dichos fenómenos, y a su vez mantener operativas las edificaciones.

Así mismo, resulta importante considerar el código de ética profesional el cual permite el desarrollo de trabajadores competentes de una nación, además de ser los encargados de llevar planes y proyectos que beneficiaran a la sociedad en todos sus niveles por eso deben ser ejemplo a seguir y ciudadanos modelos en los cuales se ilustra en el presente código.

Según lo argumentando previamente, “la ética es saber la diferencia entre lo que tienes derecho de hacer y lo que es correcto hacer” (Potter S s/f, p.6). Es por ello que, simplifica de forma elemental el modo de pensar de un profesional modelo. Se presentara aspectos claves que se consideran contrarios con el digno ejercicio de la profesión, según el código de ética profesional para un miembro del Colegio de Ingenieros de Venezuela.

**1ro. (virtudes):** Actuar de en cualquier forma que tienda a menoscabar el honor, la responsabilidad y aquellas virtudes de honestidad, integridad y veracidad que deben servir de base a un ejercicio cabal con la profesión.

**9no. (obras):** Encargarse de obras, sin que se haya efectuado todos los estudios técnicos indispensables para su correcta ejecución, o cuando para la realización de la misma se haya señalado plazos incompatibles con la buena práctica profesional.

En función a lo establecido, al momento de iniciar un proyecto de gran envergadura el personal capacitado se debe regir bajo el código de ética profesional para evitar perjudicar la integridad de la obra.

## 2.4. Definición de Términos Básicos

**Acción Sísmica:** Según COVENIN 1756:2001“...la acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.” (p.3).

**Amenaza Sísmica:** Según COVENIN 1756:2018 “cuantifica eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes.” (p.17).

**Deriva:** Según COVENIN 1756:2001 “es la diferencia de los desplazamientos totales entre dos niveles o pisos consecutivos.” (p.4).

**Diafragmas:** “Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos.” (COVENIN 1756:2001 p. 4).

**Ductilidad:** Se define como la capacidad que tienen las estructuras que les permite incursionar por el rango inelástico, sin perder de forma considerable su resistencia y a su vez permitir disipar la energía acumulada en la misma.

**Espectro de Diseño Elástico:** Es una gráfica que representa un sismo de diseño, y un historial de espectros de respuesta en un país determinado, la cual es utilizada para cuantificar la respuesta sísmica sobre las edificaciones, considerando parámetros como las condiciones geotécnicas, las características de la edificación, la zonificación sísmica, importancia estructural, entre otros.

**Espectro de Diseño Inelástico:** Es una gráfica reducida que se construye disminuyendo las ordenadas del espectro elástico o de respuesta mediante un factor de reducción de respuesta sísmica (R), y el cual es empleado para el diseño de las edificaciones.

**Espectros de Respuesta Sísmica:** Es un gráfico que refleja la respuesta máxima que produce una acción sísmica y/o dinámica determinada, en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa

en las abscisas el periodo de la estructura y en las ordenadas la respuesta máxima para distintos factores de amortiguamiento.

**Factor de Importancia:** es un valor adimensional que tiene por finalidad reducir la probabilidad de excedencia para las edificaciones, es decir, el análisis se realizará para un sismo de diseño de magnitudes mayores.

**Factor de Reducción de Respuesta Sísmica:** es un valor numérico con el cual se reducen las ordenadas del espectro de diseño elástico para conseguir el espectro de diseño inelástico, con el cual se logrará que la edificación incurriere en rangos plásticos sin tener pérdida apreciable de su resistencia.

**Peligro Sísmico:** “se refiere al grado de exposición que un sitio dado tiene a los movimientos sísmicos, en lo referente a las máximas intensidades que en él pueden presentarse”. (Bazán, E. y Meli, R., p. 23).

**Período Fundamental:** cada estructura cuenta con una serie de frecuencias naturales, a las que ofrece una resistencia mínima ante la agitación por efectos sísmicos, de viento o internos. Cada una de estas frecuencias naturales y la deformada asociada a la estructura constituyen un modo natural de oscilación. (Earthquake Behaviour of Buildings, pág. 18-19).

**Resistencia:** Es la capacidad que tienen las edificaciones de soportar las solicitaciones que actúan sobre ellas, esta depende de las propiedades mecánicas de los materiales que la constituyen. Las edificaciones deben tener resistencia sísmica en todas las direcciones para garantizar su estabilidad.

**Rigidez Lateral:** Es la capacidad que tiene la estructura de resistir las cargas sin desplazarse excesivamente o sin deformarse, todos los sistemas estructurales deben aportar una rigidez lateral en sus direcciones principales.

## CAPÍTULO III

### MARCO METODOLÓGICO

El marco metodológico representa el conjunto de acciones o actividades a realizar para llevar a cabo de manera certera el objeto de la investigación, a través de una serie de técnicas y procedimientos que permitan dar validez al estudio científico realizado. Así mismo, Franco (2011). Define el marco metodológico como:

El conjunto de acciones destinadas a describir y analizar el fondo del problema planteado, a través de procedimientos específicos que incluye las técnicas de observación y recolección de datos, determinando el “cómo” se realizará el estudio, esta tarea consiste en hacer operativa los conceptos y elementos del problema que estudiamos.

En este sentido, el desarrollo de la problemática planteada en el análisis comparativo de la respuesta sísmica en edificaciones de concreto armado, aplicando los métodos de análisis estático según las normas COVENIN 1756:2001 1756:2018, se abordaron tomando en cuenta los siguientes aspectos:

#### **3.1 Tipo de investigación**

En relación a la investigación que se desea realizar resulta fundamental definir qué tipo se desarrollara ya que en base a este se planteara como se resolverá dicha problemática. A su vez, se puede definir la investigación como “una actividad encaminada a la solución de problemas. Su objetivo consiste en hallar respuestas a preguntas mediante el empleo de procesos científicos.” (Cervo y Bervian, 1989, p. 41).

En este sentido, según el Manual de Tesis de Grado de la Universidad Pedagógica Libertador UPEL (2003), un proyecto factible trata de “la investigación, elaboración y desarrollo de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos necesidades de organizaciones o grupos sociales que pueden referirse a la formulación de políticas, programas, tecnologías, métodos, o procesos. El

proyecto debe tener el apoyo de una investigación de tipo documental, y de campo, o un diseño que incluya ambas modalidades “(p. 16).

Así mismo, el Manual UPEL (2006), indica que una investigación de campo es “el análisis sistemático de problemas en la realidad, con el propósito bien sea de describirlos, interpretarlos, entender su naturaleza y factores constituyentes, explicar sus causas y efectos, o predecir su ocurrencia, haciendo uso de métodos característicos de cualquiera de los paradigmas o enfoques de investigación conocidos o en desarrollo”. (p.11).

En base a lo anteriormente expuesto, y en relación con los objetivos planteados para el desarrollo de la problemática, resulta relevante señalar que el presente trabajo de investigación sigue la estructura de un proyecto factible, fundamentándose en investigaciones de campo y fuentes documentales impresas, audiovisuales y electrónicas, ya que se analizarán, interpretarán y describirán, los diferentes factores y variables que intervienen en la problemática los cuales van desde lineamientos técnicos de diseño, hasta parámetros y metodologías de análisis sismorresistentes.

Por estas razones, la investigación permitirá el ordenamiento de los procedimientos y métodos que garantizaran la aplicabilidad de los métodos de análisis estáticos sísmicos propuestos por las normativas venezolanas (COVENIN 1756:2001 y 1756:2018) y a su vez el establecimiento de diversas comparaciones tanto cualitativas como gráficas, lo cual brindara al lector los criterios y conocimientos necesarios para el entendimiento de los resultados procedentes de la respuesta y comportamiento sísmico de las edificaciones.

### **3.2 Diseño de la investigación**

El diseño de la investigación según Hernández R., Fernández P., y Baptista C. (2014), se define como “plan o estrategia que se desarrolla para obtener la información requerida en una investigación y responder al planteamiento del problema”. (p.128).

En el mismo orden de ideas, de acuerdo con Arias (2006) “La investigación documental es un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e

interpretación de datos secundarios, es decir, los obtenidos y registrados por los otros investigadores en fuentes documentales: impresas, audiovisuales o electrónicas. Como en toda investigación, el propósito de este diseño es el aporte de nuevos conocimientos”. (p. 24).

En este sentido, el trabajo de investigación planteado sigue un diseño del tipo documental, debido a que se utilizaron fuentes impresas y electrónicas para obtener la información, las cuales permitieron analizar, estudiar y comprender los aspectos teóricos fundamentales para desarrollar los métodos de análisis sísmico de tal manera que permitió abordar la problemática de la presente investigación.

### **3.3 Nivel de la investigación**

El nivel de investigación según Hernández (2012) se define como “el grado de profundidad con que se aborda un fenómeno o un evento de estudio”. (p. 1).

Así mismo, según los niveles que puede presentar una investigación se encuentra el nivel descriptivo, el cual de acuerdo con Sabino C. (1986) “La investigación de tipo descriptiva trabaja sobre realidades de hechos, y su característica fundamental es la de presentar una interpretación correcta. Para la investigación descriptiva, su preocupación primordial radica en descubrir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos de fenómenos, utilizando criterios sistemáticos que permitan poner de manifiesto su estructura o comportamiento”. (p. 51).

Así mismo, Ramírez T. (1999) define las investigaciones explicativas como “aquellos estudios cuyos objetivos están concentrados en la comprobación de hipótesis de relación causal entre variables”.

En este sentido, el trabajo de investigación representa un nivel descriptivo y explicativo, ya que pretende analizar el comportamiento sísmico de las edificaciones aporticadas regulares de concreto armado al ser aplicados los métodos de análisis estáticos sísmicos propuestos en las normativas venezolanas estudiadas, donde posteriormente se plantearan las diferencias y comparaciones en base a los resultados reflejados en los casos de estudio.

Así mismo, cabe destacar que la presente investigación abarca la interpretación, explicación, e ilustración de cada aspecto teórico necesario para garantizar la comprensión de la problemática, los métodos de análisis aplicados, y finalmente los resultados obtenidos en la investigación.

### **3.4 Población y Muestra**

#### **3.4.1 Población**

Según Tamayo y Tamayo (2012). Se define como “la totalidad de un fenómeno de estudio, incluye la totalidad de unidades de análisis que integran dicho fenómeno y que debe cuantificarse para un determinado estudio integrando un conjunto N de entidades que participan de una determinada característica, y se le denomina la población por constituir la totalidad del fenómeno adscrito a una investigación”.

En el mismo orden de ideas, de acuerdo con los objetivos y la problemática planteada, se define la población como las Normativas Sísmicas Venezolanas, específicamente la COVENIN 1756:2001 y la 1756:2018, las cuales rigen el análisis y diseño sismorresistente de edificaciones en el territorio nacional.

#### **3.4.2 Muestra**

Según Balestrini (2006), señala que: “una muestra es una parte representativa de una población, cuyas características deben producirse en ella, lo más exactamente posible”. (p.141).

Por lo tanto, para la presente investigación la muestra seleccionada es consistente en dos de las normativas sísmicas venezolanas, las cuales son:

Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.

Norma “Construcciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2018.

### **3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

Según Arias F (2006) define como las técnicas de recolección de datos “como el conjunto de procedimientos y métodos que se utilizan durante el proceso de investigación, con el propósito de conseguir la información pertinente a los objetivos formulados en una investigación”. (p. 376).

Así mismo, Arias F. (2006), define técnicas como “el procedimiento o forma particular de obtener datos o información”. El mismo autor, establece además que “un instrumento de recolección de datos es cualquier recurso, dispositivo o formato (en papel o digital), utilizado para obtener, registrar o almacenar información”. (p.66).

En este sentido, para el desarrollo del presente trabajo de investigación se partió de un estudio considerando primeramente la técnica de **análisis documental**, que permitió recopilar información pertinente acerca de diversas áreas de la ingeniería civil, donde destaca el diseño y análisis sismorresistente, el diseño estructural y la dinámica estructural de las edificaciones, así como las normativas sismorresistentes nacionales planteadas en la investigación, lo cual resulta necesario para el entendimiento y comprensión teórica para abordar de manera efectiva la problemática planteada.

Por otro lado, se llevó a cabo **resúmenes analíticos** lo cual permitió establecer los fundamentos teóricos necesarios para la interpretación del diseño y análisis sismorresistente, cuya finalidad radica en que posteriormente a la ejecución de los diagramas metodológicos de los análisis sismorresistentes correspondientes a cada normativa, conllevará al buen desarrollo de los métodos de análisis estáticos en edificaciones regulares de concreto armado según lo establecido por las normas sísmicas de Venezuela.

Adicionalmente, se aplicó un **juicio crítico de valores** desde dos enfoques diferentes, el **enfoque cuantitativo** y el **enfoque cualitativo**, donde para el análisis desde el enfoque cualitativo, mediante cuadros comparativos, se compararon las normativas sísmicas venezolanas previamente seleccionadas en diversos aspectos teóricos que van desde lineamientos técnicos, filosofías de diseño, zonificación o amenaza sísmica, clasificación de las edificaciones, y perfiles geotécnicos, así como los factores de reducción de respuesta, coeficientes sísmicos y metodologías para el análisis sísmico.

Finalmente, para el análisis desde el **enfoque cuantitativo**, se realizó la comparación de los resultados numéricos procedentes de las metodologías de cálculo

aplicadas, a través de la aplicación de las hojas de cálculo automatizadas, cuadros y gráficos comparativos donde se observó el margen de dispersión existente en aspectos como respuesta sísmica de las edificaciones, cortantes basales y desplazamientos laterales relativos entre pisos consecutivos (derivadas).

### **3.6 Fases Metodológicas de la Investigación**

#### **Fase I: Comparación de nomenclaturas, parámetros sísmicos, filosofías de diseño y limitaciones que intervienen en la realización de un análisis sísmico estático.**

En el desarrollo de esta fase, se realizó una recopilación de información de fuentes documentales impresas y electrónicas existentes relacionadas con el diseño y análisis sísmico, en conjunto con las normativas sismorresistentes venezolana, necesarias para analizar e interpretar los aspectos que intervienen en la aplicación de los métodos de análisis sísmico estático y de esta manera llevar a cabo el diseño de los cuadros comparativos que permitan interpretar las semejanzas, diferencias, fortalezas y debilidades respecto a las normativas sismorresistentes nacionales (COVENIN 1756:2001 y 1756:2018).

#### **Fase II: Establecimiento de procedimientos para la obtención de espectros de diseño sísmico y aplicación de las Metodologías de Análisis Estático.**

En cuanto al desarrollo dicha fase, se llevó a cabo mediante la elaboración de diagramas de flujo cuya finalidad es permitir brindar al lector una guía de pasos y consideraciones necesarias para la correcta construcción de espectros de diseño sísmico y posteriormente la aplicación de los Métodos de Análisis Estático propuestos según las Normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018. En este sentido, los diagramas elaborados son los siguientes:

1. Diagrama de flujo Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.
2. Diagrama de flujo Norma “Construcciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2018.

Seguidamente, a través del estudio e interpretación de las normativas sismorresistentes venezolanas, se establecieron cada uno de los parámetros sísmicos, efectos geotécnicos, clasificación de las estructuras, así como cada uno de los factores de desempeño estructural, los cuales resultan necesarios para la construcción de los espectros de diseño de cada norma estudiada.

Así mismo, para realizar estas hojas de cálculo se realizaron los siguientes pasos:

Se organizaron los parámetros sísmicos y tablas correspondientes en las normativas estudiadas, lo cual resultó fundamental para la obtención de las respectivas hojas de cálculo en el programa EXCEL. En este sentido, las hojas de cálculo elaboradas son las siguientes:

1. Hoja de cálculo “Cálculos del Espectro Norma COVENIN 1756:2001”.
2. Hoja de cálculo “Espectro Norma COVENIN 1756:2001”.
3. Hoja de cálculo “Cálculos del Espectro Norma COVENIN 1756:2018”.
4. Hoja de cálculo “Espectro Norma COVENIN 1756:2018”.
5. Hoja de cálculo “Método Estático Equivalente (COVENIN 1756:2001)”.
6. Hoja de cálculo “Método de Análisis Estático Elástico (COVENIN 1756:2018)”.

#### **Fase IV: Elaboración de análisis comparativo de espectros de diseño sísmico propuestos por las normativas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.**

Se llevó a cabo la construcción de los espectros de diseño sísmicos entre los cuales están los elásticos e inelásticos según lo propuesto por cada una de las normas nacionales estudiadas para ser comparados. Para llevar a cabo esta comparación se realizaron los siguientes pasos:

1. Se consideraron los parámetros sísmicos y formulaciones que influyen sobre el espectro de diseño sísmico según cada normativa. Entre dichos parámetros están:

**Tabla 1. Parámetros Sísmicos Utilizados**

<b>PARÁMETROS SÍSMICOS UTILIZADOS</b>		
<b>Parámetro</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
Coefficiente de aceleración horizontal	Ao= 0,30	Ao= 0,30 / Ao= 0,15 A1=0,21/ A1= 0,15
Factor de Importancia		
Factor de reducción de respuesta	R=6	R=6
Material constructivo	Concreto Armado	
Configuración Estructural	Nivel de diseño 3 (ND3)	

Fuente: Alvarado A. (2020).

A su vez, se consideran los parámetros correspondientes a los perfiles geotécnicos establecidos en ambas normativa.

**Tabla 2. Perfiles Geotécnicos Utilizados**

PERFILES GEOTÉCNICOS	
COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018
Suelos Blandos: S3 →	Suelos Blandos: → E
Suelos Densos y Firmes : S2 →	Suelos medio Densos: → DE
Suelos Rocosos: S1 →	Suelos Densos y Firmes: → C, CD, D
	Suelos Rocosos: → A, AB, B

Fuente: Alvarado A. (2020).

#### Fase IV: Análisis de cuadros y graficos comparativos de la respuesta sísmica en edificaciones de concreto armado.

En esta etapa se presentaron los procedimientos necesarios para aplicar las Metodologías de Análisis Estático en edificaciones de concreto armado según cada normativa evaluada. En este sentido, para dar cumplimiento a esta etapa de la investigación, se listan los siguientes pasos:

1. Se definió la planta tipo la cual se consideró para el trabajo estudio:

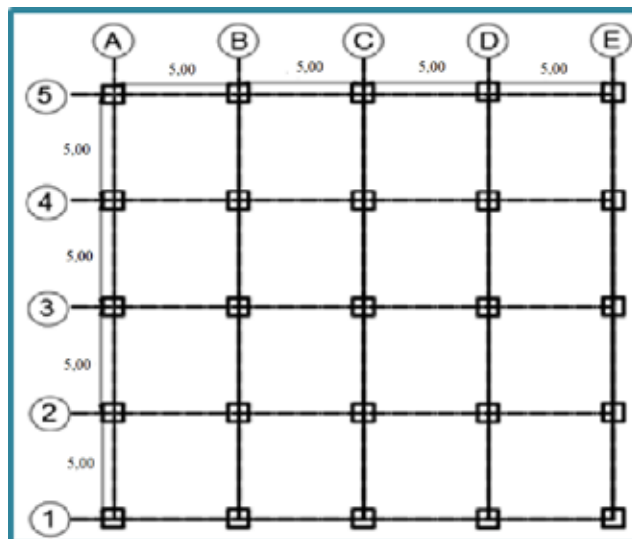


Figura 37. Distribución de Planta Tipo de la Edificación

Fuente: Alvarado A. (2020).

2. Seguidamente se definieron los materiales y cargas gravitacionales a considerar, así mismo como las edificaciones que se consideraran para el estudio según el número de niveles. (Ver Tablas 3 a 6).

**Tabla 3.** Especificación de los Materiales

<b>MATERIALES UTILIZADOS</b>	
<b>Descripción</b>	<b>Kgf/cm<sup>2</sup></b>
Resistencia a la compresión del concreto (F'c)	250
Esfuerzo cedente del acero (Fy)	4200

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 4.** Cargas Gravitacionales de Entrepiso

<b>CARGAS PERMANENTES DE ENTREPISO</b>			
<b>Material</b>	<b>Espesor (m)</b>	<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>
Losa: Nervada en una Dirección	0,3	---	360
Friso Interior: Cal-Cemento	0,025	1900	47,5
Revestimiento Cerámica piso	---	---	80
Tabiquería	---	---	150
<b>CARGAS VARIALES DE ENTREPISO</b>			
C.V. Viviendas	---	---	175

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 5.** Cargas Gravitacionales de Techo

<b>CARGAS PERMANENTES DE TECHO</b>			
<b>Material</b>	<b>Espesor (m)</b>	<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>
Losa: Nervada en una Dirección	0,3	---	360
Friso Interior	0,025	1900	47,5
Mortero de Cemento para Drenaje	0,05	2150	107,5
Manto Asfáltico e=4mm.	---	---	5
<b>CARGAS VARIALES DE TECHO</b>			
C.V. Techo	---	---	100

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 6.** Edificaciones en Estudio

<b>EDIFICACIONES EN ESTUDIO</b>
---------------------------------

Condiciones Comunes		
Uso de la Edificación	Hospitales (Caso 1) Residencial (Caso 2)	
Variables		
Edificio	Altura (m)	N° de Pisos
1	9	3
2	15	5
3	24	8

Fuente: Alvarado A. (2020).

3. Así mismo, a través de la programación de una hoja de cálculo, en donde se realizó los cálculos para la obtención de las cargas y solicitaciones de las edificaciones. A su vez, se obtuvo el pre dimensionado de los elementos estructurales, lo cual se llevó a cabo con el siguiente procedimiento:

3.1. Inicialmente, se determinaron espesores mínimos de losas, obteniéndose las siguientes características definitivas:

**Tabla 7.** Características de la Losa Nervada

Características de la Losa Nervada	
Descripción	Cm
Espesor	30
Separación entre Nervios	50
Ancho de Loseta	5
Ancho del Nervio	10

Fuente: Alvarado A. (2020).

3.2 Posteriormente, se procedió a la mayoración de cargas gravitacionales y cálculo de la carga distribuida sobre la viga, mediante las siguientes expresiones:

$$Q_{\text{MAYORADA}} = 1,2CP + 1,6CV \left( \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right)$$

$$q_u = Q_{\text{MAYORADA}} \text{ Ancho Tributario} \left( \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right)$$

3.3 Luego de obtener las cargas que se aplicaran sobre las vigas, se calculó el momento último a través de la siguiente ecuación:

$$M_U = \frac{q_u L^2}{12} \text{ (kgf m)}$$

3.4 Posteriormente, asumiendo las dimensiones de la base, se calculó la altura efectiva d correspondiente:

$$d = \sqrt{\frac{M_U}{\rho F_y b \left(1 - 0,59 \frac{\rho F_y}{F_c}\right)}} \text{ (cm)}$$

Dónde:



3.5 Seguidamente, con el valor de “d”, se calculó la altura de la viga, siendo esta la suma de la altura efectiva más el recubrimiento [d + rec (5cm)].

3.6 Finalmente, realizo el predimensionado de columnas, obteniendo inicialmente la carga axial de diseño, con la siguiente expresión:

$$P_{ser} = (Q_{cp} + Q_{cv} + Q_{col} + Q_{vigas}) \text{ Ancho Tributario } N^{\circ} \text{ De Niveles}$$

**Donde:**

$$Q_{col} = 100 \text{ kgf/m}^2$$

$$Q_{vigas} = 150 \text{ kgf/m}^2.$$

3.8 Posteriormente, con el valor de la carga axial, se procedió al cálculo del área mínima de la columna, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$A_c = \frac{P_{ser}}{\alpha F_c}$$

**Donde:**

El cual presenta los siguientes valores:

Para columnas centrales: 0,30

Para columnas esquineras: 0,20

Para columnas laterales: 0,25

3.9 Con el predimensionado de cada elemento estructural, se realizaron los chequeos necesarios, resultando las siguientes dimensiones finales. (Ver Tabla 8).

**Tabla 8.** Dimensiones de las Vigas y Columnas para cada Caso en Estudio

<b>EDIFICIO DE 3 NIVELES</b>			
<b>Distribución de Vigas por Nivel</b>			
<b>Tipos de Vigas</b>		<b>Dimensiones</b>	
		<b>Base(cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>
Vigas de Carga de Entrepiso		35	35
Vigas de Amarre de Entrepiso		30	30
Vigas de Carga Techo		35	35
Vigas de Amarre Techo		30	30
<b>Distribución de Columnas por Nivel</b>			
<b>Nivel</b>		<b>Dimensiones</b>	
		<b>Base(cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>
Nivel 1 - TECHO	Centrales	40	40
	Esquineras	40	40
	Laterales	40	40
<b>EDIFICIO DE 5 NIVELES</b>			
<b>Distribución de Vigas por Nivel</b>			
<b>Tipos de Vigas</b>		<b>Dimensiones</b>	
		<b>Base(cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>
Vigas de Carga de Entrepiso		35	35
Vigas de Amarre de Entrepiso		30	30
Vigas de Carga Techo		35	35
Vigas de Amarre Techo		30	30
<b>Distribución de Columnas por Nivel</b>			
<b>Nivel</b>		<b>Dimensiones</b>	
		<b>Base(cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>

Nivel 1 - Nivel 4	Centrales	60	60
	Esquinas	40	40
	Laterales	50	50
TECHO	Centrales	45	45
	Esquinas	40	40
	Laterales	40	40

<b>EDIFICIO DE 8 NIVELES</b>			
<b>Distribución de Vigas por Nivel</b>			
<b>Tipos de Vigas</b>		<b>Dimensiones</b>	
		<b>Base(cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>
Vigas de Carga de Entrepiso 1-3		35	35
Vigas de Amarre de Entrepiso 1-3		30	30
Vigas de Carga de Entrepiso 4-7		35	35
Vigas de Amarre de Entrepiso 4-7		30	30
Vigas de Carga Techo		35	35
Vigas de Amarre Techo		30	30
<b>Distribución de Columnas por Nivel</b>			
<b>Nivel</b>		<b>Dimensiones</b>	
		<b>Base(cm)</b>	<b>Altura (cm)</b>
Nivel 1 - Nivel 3	Centrales	70	70
	Esquinas	40	40
	Laterales	50	50
Nivel 4 - Nivel 7	Centrales	55	55
	Esquinas	40	40
	Laterales	40	40
TECHO	Centrales	40	40
	Esquinas	40	40
	Laterales	40	40

Fuente: Alvarado A. (2020).

4. Así mismo, se establecieron cada uno de los parámetros sísmicos que permanecerán constantes en la investigación, los cuales se presentan en la Tabla 9.

**Tabla 9.** Parámetros Sísmicos Constantes

<b>PARAMETROS SÍSMICOS CONSTANTES</b>	
Zonificación sísmica	(0,15 y 0,30g)
Sistema Estructural	Pórticos a Momento
Nivel de regularidad	Regular
Material Constructivo	Concreto Armado
Capacidad de Disipar la Energía	Nivel de diseño 3 (ND3)

**Fuente:** Alvarado A. (2020).

5. Se establecieron los caso estudiar en las edificaciones (3, 5 y 8 niveles) los cuales son:

**Caso Estudio 1:** Grupos de Uso

**Caso Estudio 2:** Suelos Rocosos

6. Así mismo, a través de la hoja de cálculo en Excel obtenida en la fase metodológica N°3 para la aplicación de las metodologías de análisis estático según cada una de las normativas nacionales estudiadas, basándose en los procedimientos planteados por los diagramas de flujo presentados de la fase metodológica N°2.
7. Se obtuvieron los valores de desplazamiento y derivas según cada caso en estudio.

Seguidamente, se planteó la comparación del comportamiento sísmico resultante de las edificaciones de concreto armado analizadas mediante la elaboración de una serie de tablas y gráficos comparativos fundamentados en los resultados obtenidos en las fases metodológicas anteriores, específicamente la fase metodológica N°3.

Finalmente, posterior a cada uno de los procedimientos realizados cuya finalidad trata sobre obtener conocimientos teóricos y prácticos acerca de los aspectos

que intervienen en la aplicación de los métodos de análisis empleados, pero principalmente de los resultados que de ellas se derivan, como por ejemplo en las variaciones en cuanto a los cortantes basales, fuerzas sísmicas laterales por nivel o las derivas y distorsiones de entrepiso.

## **CAPÍTULO IV**

### **RESULTADOS**

En cuanto a los resultados obtenidos durante el desarrollo del trabajo de investigación, y a su vez considerando el análisis y la comparación, seguidamente describe cada una de las fases con las respectivas variables necesarias para el desarrollo de los resultados de la investigación.

#### **4.1 Comparación de los factores y variables que intervienen en la realización de un análisis sísmico estático en edificaciones.**

En base a la información presentada en el Capítulo III del presente trabajo de grado, se realizó una comparación cualitativa con respecto a las normativas venezolanas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018, en donde se evaluaron todos los aspectos que intervienen en un análisis sísmico estático.

En este sentido, inicialmente se puede observar el Cuadro 1, donde se presentan las nomenclaturas de cada aspecto relacionado con el análisis sísmico estático.

**Cuadro 1.** Comparación de nomenclaturas de parámetros sísmicos.

PARÁMETROS SÍSMICOS		NOMENCLATURAS Y DEFINICIÓN	
		COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018
Coeficiente de Aceleración Horizontal del Terreno		$A_0$	$A_0$
Coeficiente de aceleración espectral del terreno		-----	$A_1$
Periodos de transición espectral		-----	$TL$
Parámetros según condiciones geotécnicas			$F^T$
		$P$	$F^H$
		$T^*$	$F^C$
Perfiles Geotécnicos	Formas Espectrales (COVENIN 1756:2001) Clase de Sitio (COVENIN 1756:2018)	$S1, S2, S3, S4$	$A, AB, B, BC, C, CD, D, DE, E$ y $F$
Factor de Importancia			
Factor de corrección de aceleración horizontal del suelo		-----	
Factor de Irregularidad			$F_I$
Factor de reducción de respuesta		$R$	$R$
Aceleración espectral		$A_d$	$A_d$
Factor de Redundancia			
Peso de la edificación		$W$	$W$
Altura del edificio		$H_n$	$H_i$
Número de niveles del edificio		$N$	$N$
Período fundamental		$T$	$T$
Período estimado		$T_a$	$T_a$
Coeficiente sísmico (para análisis estático)		$C$	$C$
Periodos característicos espectro de diseño elástico		$T^+$	$T_A$
			$T_B$
		$T^*$	$T_C$
			$T_D$
Periodos característicos espectro de diseño inelástico		$T_0$	$T_A$
			$T^+$
		$T^*$	$T_C$
			$T_D$
Exponente de la Rama espectral para períodos Largos		$p$	$q$
Factor de modificación de cortantes			
Desplazamientos laterales elásticos		$e_i$	$e_i$
		$\delta_{ei}$	$\delta_{ei}$
Desplazamientos laterales inelásticos		$i$	$i$
			$\delta_i$
Fuerza cortante en la base		$V_0$	$V_0$
Derivas			

Fuente: Alvarado A. (2020).

**ALCANCES, LIMITACIONES NORMATIVAS Y OBJETIVOS DE DESEMPEÑO**

<b>ALCANCES Y LIMITACIONES NORMATIVAS</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
	<p>La normativa 1756:2001 se encuentra destinada al análisis sísmico de nuevas edificaciones. Así mismo, presenta capítulos dedicados al análisis, evaluación, adecuación y modificación de edificaciones existentes.</p> <p>Por otro lado, no establece los requerimientos necesarios para el análisis y diseño de edificaciones donde sus miembros portantes sean prefabricados, así como aquellas estructuras especiales como puentes, torres de transmisión, muelles, instalaciones eléctricas, entre otros.</p> <p>Así mismo, de acuerdo con los tipos de materiales constructivos maneja acero, concreto armado y mixtos.</p>	<p>La Norma 1756:2018 presenta los criterios mínimos necesarios para el análisis y diseño sísmico de construcciones nuevas, tipificadas, innovadoras o basadas en sistemas patentados y a su vez construcciones existentes, sistemas de fundaciones, muros y taludes.</p> <p>Así mismo, la normativa incluye la evaluación, modificación, adecuación o reparación de construcciones existentes.</p> <p>Por otro lado, dicha normativa toma en consideración diversos tipos de obras, tales como: Puentes, líneas y subestaciones eléctricas, centros penitenciarios, construcciones patrimoniales, entre otros.</p> <p>Finalmente, de acuerdo con los tipos de materiales constructivos maneja acero, concreto armado y mixtos.</p>
<b>OBJETIVOS DE DESEMPEÑO</b>	<p>En las normativas venezolanas analizadas se puede apreciar que los objetivos de desempeño plantean trabajar con un nivel daño aceptable de acuerdo a la sollicitación sísmica, lo cual permite evitar la pérdida de vidas humanas y económicas mediante una respuesta estructural adecuada.</p> <p><b>Caso de eventos sísmicos frecuentes:</b> se aceptan daños leves, es decir, reparables en elementos no estructurales.</p> <p><b>Caso de eventos sísmicos moderados o de diseño:</b> se aceptan daños leves en elementos estructurales y moderados en elementos no estructurales, siempre que estos sean reparables y no comprometan la estabilidad de la estructura.</p> <p><b>Caso de sismos extremos (superiores al de diseño):</b> se aceptan daños importantes en elementos estructurales y no estructurales.</p>	

**Cuadro 2.** Alcances, limitaciones normativas y objetivos de desempeño

**Fuente:** Alvarado A. (2020).

**Cuadro 3.** Aspectos considerados para el análisis sísmico

<b>ASPECTOS CONSIDERADOS EN EL ANÁLISIS SÍSMICO</b>		
<b>ASPECTOS</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
<b>ACCIÓN SÍSMICA</b>	La normativa maneja un sismo de diseño considerado como severo, el cual presenta un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.	La normativa maneja un sismo de diseño considerado como severo, el cual presenta un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Así mismo, toma en consideración algunas acciones sísmicas adicionales, como es el caso de los Sismos Frecuentes, el cual presenta un periodo de retorno de 72 años con probabilidad de excedencia del 50% en 50 años, y finalmente Sismos Extremos periodo de retorno de 2.475 años con probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.
<b>ZONIFICACIÓN SÍSMICA</b>	Presenta <b>8 zonas sísmicas</b> , en las cuales se maneja el coeficiente $A_0$ (aceleración horizontal en la roca) asociados al peligro sísmico de acuerdo a la zona.	Presenta un <b>Mapa de Amenaza Sísmica</b> , constituido por una serie de curvas de isoaceleraciones, donde se representan los parámetros básicos $A_0$ (coeficiente de aceleración horizontal del terreno), $A_1$ (coeficiente de aceleración espectral horizontal) y $T_L$ (periodo de transición), los cuales depende de la zona del país trabajada y de acuerdo a un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10%.

<b>CLASIFICACIÓN DE TERRENOS DE FUNDACIÓN</b>	<p>Las normativas venezolanas manejan una profundidad al basamento rocoso de 30m, con velocidades de ondas de cortes blandos o gravas medio-gravas muy densas, mientras que en las demás normas, estas</p>	
	<p>Presenta una clasificación basada en formas espectrales, las cuales son: <b>S1, S2, S3, y S4.</b></p>	<p>Presenta una clasificación basada en la clase de sitio de los perfiles geotécnicos, las cuales son: <b>A, AB, B, BC, C, CD, D, DE, E y F.</b></p>
<b>FACTORES DEPENDIENTES DE LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA</b>	<p>Presenta diversos factores como:</p> <p style="padding-left: 40px;"><b>C</b>: factor de corrección de la aceleración <math>A_0</math>).</p> <p style="padding-left: 40px;"><b>T*</b>: periodo característico que define inicio de la rama descendiente del espectro de diseño).</p> <p style="padding-left: 40px;"><b>C</b>: factor de amplificación por condiciones geotécnicas)</p> <p style="padding-left: 40px;"><b>C</b>: exponente que define la rama descendiente del espectro).</p> <p>En este sentido, resulta relevante destacar que dicha normativa es la púnica que presenta un factor de corrección para la aceleración del suelo, lo cual permite considerar posibles errores.</p>	<p>Presenta los siguientes factores:</p> <p><b>F<sub>A</sub><sup>C</sup></b>: factor de clase de sitio para la rama de periodos cortos en el espectro, a su vez es dependiente del coeficiente de aceleración horizontal del terreno (<math>A_0</math>).</p> <p><b>F<sub>V</sub><sup>C</sup></b>: factor de clase de sitio para la rama de periodos intermedios en el espectro, a su vez es dependiente del coeficiente de aceleración espectral horizontal (<math>A_1</math>).</p> <p><b>F<sub>D</sub><sup>C</sup></b>: factor de clase de sitio para la rama de periodos largos en el espectro.</p> <p><b>F<sup>T</sup></b>: factor de condición topográfica, el cual es dependiente de la topografía del terreno, clasificada en leve, moderada y severa.</p> <p><b>F<sup>H</sup></b>: factor de profundidad al basamento rocoso, el cual depende del espesor de sedimentos hasta la roca (H), así mismo son representativos para cada rama del espectro sísmico (periodos cortos, intermedios y largos).</p>

		<b>q:</b> exponente de la rama descendiente del espectro para periodos largos.
--	--	--

<b>CLASIFICACIÓN DE OCUPACIÓN Y COEFICIENTES DE IMPORTANCIA</b>	<p>Presenta un rango entre 1,00 a 1,30 (este último para el caso de edificaciones de esenciales).</p>	<p>Para el caso de Sismos de Diseño presenta un rango entre 0,70 a 1,50 (este último para el caso de construcciones de esenciales).</p> <p>Por otro lado, cuando se trata de verificaciones para sismos extremos, presenta un rango de 1,85 a 3,00 (este último para el caso de construcciones de alto impacto).</p>
	<p>Es importante destacar que las normativas venezolanas presentan de forma general clasificaciones compuestas por edificaciones esenciales, edificaciones con gran densidad de personas, edificaciones de ocupación normal y de poca importancia, de igual forma presentan casos iguales en cuanto al nivel de importancia para las construcciones tipo B2, teniendo un</p> <p>encontradas entre los coeficientes de importancia de las normativas se encuentra un aumento del 20% cuando se trata de sismos de diseño.</p>	
<b>TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES</b>	<p>En las normativas venezolanas se establecen cuatro tipos de sistemas estructurales (I, II, III y IV) que van desde estructuras aporticadas, arriostradas o de muros estructurales, hasta estructuras mixtas y de losas sin vigas.</p> <p>Por otro lado, de acuerdo con COVENIN 1756:2018, se clasifican los sistemas estructurales mencionados anteriormente en una serie de Subtipos, en los cuales se encuentran las</p>	

	<p>características específicas para identificar el tipo de sistema estructural que se debe trabajar, así como los niveles de diseños, de los cuales se pueden obtener distintos niveles en una misma estructura.</p>	
<p><b>CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL</b></p>	<p>En las normativas venezolanas la capacidad de disipación de energía se define como el nivel de diseño “ND”, cuyo objetivo es definir la capacidad de absorción y disipación de energía que presentará el sistema resistente a sismos.</p> <p>Por otro lado este se encuentra clasificado en ND1, el cual proporciona a la estructura baja capacidad de incursionar de manera estable en el rango inelástico, así mismo el ND2, proporciona a la estructura una moderada capacidad de incursionar de manera estable en el rango inelástico, disipando la energía sin perder su capacidad portante y finalmente el ND3 permite brindar a la estructura una elevada capacidad de incursionar de manera estable en el rango elástico; es importante resaltar que los ND son dependientes del uso al cual será destinada la construcción y el nivel de ocupación.</p>	
<p><b>FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (R)</b></p>	<p>El factor <b>R</b> es dependiente del nivel de diseño, el tipo de sistema estructural y el material constructivo.</p> <p>Por otro lado, si se presentan irregularidades estructurales, la norma considera la modificación del valor de R, mediante factores de irregularidad que varían según el caso.</p>	<p>El factor <b>R</b> es dependiente del factor de redundancia, el factor de irregularidad y el factor de reducción básico, los cuales a su vez están relacionados al nivel de diseño, el tipo de sistema estructural y el material constructivo.</p> <p>Por otro lado, si se presentan irregularidades estructurales, la norma considera diversos factores de modificación según el tipo de irregularidad, así mismo, si esta no presenta ningún tipo de irregularidad dicho factor será igual a 1,00.</p>

<p><b>IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL</b></p>	<p>Las normativas venezolanas presentan tipificaciones de irregularidades en altura y elevación que han permanecido iguales en cuanto a la clasificación de los tipos de irregularidades que se observan en las normas.</p>	
<p><b>ESPECTRO DE DISEÑO</b></p>	<p>La normativa establece dos espectros de diseño sísmico (elástico e inelástico), ambos con variaciones notables en su forma. Primeramente, el espectro de diseño elástico presenta tres zonas, definidas por la expresión de <math>A_d</math> (que varía en función al periodo fundamental). Este espectro presenta una zona inicial (desde <math>0s</math> a <math>T_0</math>) representada por una recta creciente, posterior a esta se encuentra el periodo desde <math>T_0</math> a <math>T^*</math>, la zona de aceleraciones constantes, en la cual se obtienen los mayores valores de <math>A_d</math>, y finalmente una zona para periodos largos a <math>T^*</math> descrita por una curva decreciente.</p> <p>Finalmente, se tiene el espectro de diseño inelástico, este surge de la reducción del espectro de diseño elástico mediante el factor <math>R</math>. En este espectro se varía la expresión de <math>A_d</math> en la primera rama, en donde se sustituye el periodo característico <math>T_0</math>, por el periodo <math>T_+</math>, y se incluye el coeficiente “c”</p>	<p>La normativa al igual que la 1756:2001 establece dos espectros de diseño sísmico (elástico e inelástico), los cuales presentan variaciones en su forma. Primeramente, el espectro de diseño elástico presenta cinco zonas, definidas por la expresión de <math>A_d</math>.</p> <p>Este espectro presenta una zona inicial (desde <math>0s</math> a <math>T_A</math>) representada por una recta horizontal, posterior a esta se encuentra el periodo desde <math>T_A</math> a <math>T_B</math>, la cual está representada por una recta creciente, seguidamente se encuentra la zona de aceleraciones constantes que va desde <math>T_B</math> a <math>T_C</math>, posteriormente se encuentra la 4ta rama que se representa por una curva decreciente desde <math>T_C</math> a <math>T_D</math> y finalmente la 5ta rama del espectro cuyos periodos son mayores a <math>T_D</math> y se representa por una curva decreciente donde se encuentran las aceleraciones más bajas.</p> <p>Finalmente, se tiene el espectro de diseño inelástico, este surge de la reducción del espectro de diseño elástico mediante el factor <math>R</math>. En este espectro se varía la expresión de <math>A_d</math> en la primera rama, en donde se sustituye el periodo característico <math>T_B</math>, por el periodo <math>T_+</math>, y se incluye adicionalmente un factor de</p>

	(dependiente de los factores produce una transformación de la primera zona del espectro, a una curva decreciente en la que se obtendrán los mayores valores de $A_d$ , a pesar de este cambio, las zonas siguientes sigue manteniendo su comportamiento.	reducción de 1,5. Por esta razón, se produce una reducción de 1,5 en la primera zona del espectro, así mismo la zona de la meseta o aceleraciones constantes presenta un rango más reducido l que en el elástico, el cual está comprendido entre $T_+$ a $T_C$ , las siguientes zonas mantienen su comportamiento igual al espectro elástico.
--	--	---

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Cuadro 4.** Métodos de Análisis y Limitaciones de Desempeño

<b>MÉTODOS DE ANÁLISIS Y LIMITACIONES DE DESEMPEÑO</b>		
<b>ASPECTOS</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
<b>MÉTODOS DE ANÁLISIS</b>	Método de Análisis Estático Equivalente.	Método de Análisis Estático Elástico.
<b>LIMITACIONES DE APLICACIÓN</b>	Estos métodos son aplicables solo para edificaciones o construcciones clasificadas como regulares, que a su vez no excedan de 10 pisos o 30 metros de altura.	
<b>FUERZA CORTANTE BASAL</b>	La fuerza cortante basal es aplicable en ambas direcciones de análisis, donde es incluida la aceleración espectral, el peso de la estructura y adicionalmente un factor de modificación de cortantes	La normativa 1756:2018, presenta similitudes en cuanto al cálculo de la fuerza cortante basal, donde de igual forma que la 1756:2001 es incluida la aceleración espectral, el peso de la estructura y adicionalmente el factor de modificación de cortantes
	función de corregir el valor	variaciones presentadas para el

	del cortante basal tomando en cuenta características de la estructura como el número de niveles o el periodo fundamental.	considera $T^*$ sino $T_C$ , los cuales son periodos representativos de la zona de aceleraciones constantes pero son calculados de formas diferente.
<b>PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN</b>	<p>El periodo fundamental es dependiente del peso de la edificación, el desplazamiento lateral del nivel <math>i</math>, el número de niveles de la edificación, la aceleración de gravedad y la fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel <math>i</math>.</p> <p>Así mismo, el periodo fundamental no debe exceder la expresión <math>1,4T_a</math>.</p>	<p>El periodo fundamental de igual forma que su cálculo en la norma 1756:2001 es dependiente del peso de la edificación, el desplazamiento lateral del nivel <math>i</math>, el número de niveles de la edificación, la aceleración de gravedad y la fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel <math>i</math>.</p> <p>Por otro lado, la normativa 1756:2018, estableció un nuevo parámetro dependiente de la aceleración para periodos cortos (<math>A_A</math>), el cual modifica el coeficiente que multiplica a <math>T_a</math>.</p>
	<p>Por otro lado, se observó que ambas normativas proponen el cálculo de un periodo estimado <math>T_a</math>, el cual es determinado en función a la altura de la edificación, material constructivo o tipología estructural. Sin embargo, la normativa 1756:2018 toma en cuenta únicamente una expresión para el cálculo de <math>T_a</math>: <math>T_a = C_t(h_n)^{0,75}</math>, a diferencia de la 1756:2001 que considera dos expresiones que dependen de la tipología estructural a la que pertenezca la edificación.</p>	
<b>DESPLAZAMIENTOS LATERALES</b>	<p>La normativa considera para el cálculo del desplazamiento lateral total el factor de reducción de respuesta <math>R</math>, que multiplica a 0,80 y finalmente al desplazamiento lateral del nivel <math>i</math>.</p>	<p>La normativa considera a diferencia de la 1756:2001 para el cálculo del desplazamiento lateral total, el factor de amplificación del desplazamiento elástico (<math>C_d</math>).</p> <p>Por otro lado, la norma 1756:2018 presenta diferencias en cuanto a sus valores límites de distorsión con respecto a la 1756:2001.</p>
	<p>De acuerdo, con las diferencias presentadas entre las normativas estudiadas, para poder comparar el valor límite de</p>	

	<p>distorsión de las normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018, resulta conveniente presentar los casos correspondientes a los valores límites de distorsión según cada grupo:</p> <p><b>COVENIN 1756:2001:</b> Para el caso de estudio de este trabajo de grado, se considera un factor de reducción de respuesta <math>R=6</math>.</p> <p><b>Grupo A:</b> <math>0,016/(0,80*6) = 0,0033</math>.  <b>Grupo B1:</b> <math>0,020/(0,80*6) = 0,0041</math>.  <b>Grupo B2:</b> <math>0,024/(0,80*6) = 0,0050</math>.</p> <p><b>COVENIN 1756:2018:</b> Para el caso de estudio de este trabajo de grado, se considera un factor de amplificación del desplazamiento elástico <math>C_d = 4,25</math>.</p> <p><b>Grupo A1, A2:</b> <math>0,016/(C_d) = 0,0038</math>  <b>Grupo B1:</b> <math>0,020/(C_d) = 0,0047</math>.  <b>Grupo B2, C:</b> <math>0,022/(C_d) = 0,0052</math>.</p> <p>En este sentido, de acuerdo con los resultados obtenidos es posible decir que la norma COVENIN 1756:2001 presenta limitaciones más exigentes que la 1756:2018.</p>	
<p><b>CONTROL DE CORTANTES BASALES</b></p>	<p>En el caso de la norma 1756:2001, el cortante basal se verifica mediante el coeficiente sísmico (C), cuyo valor proviene de la relación entre la fuerza cortante <math>V_o</math> y el peso sísmico <math>W</math> (<math>V_o/W</math>). Este valor no debe ser menor que el valor obtenido de la ex</p>	<p>En el caso de la norma 1756:2018, el cortante basal se verifica de igual forma como la 1756:2001 mediante el coeficiente sísmico (C).</p> <p>Por otro lado, a diferencia de la 2001 este valor no debe ser menor que el valor obtenido de la expresión <math>(A_d)/R</math>.</p>
<p><b>DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS</b></p>	<p>En el caso de las normativas estudiadas, ambas consideran una fuerza adicional concentrada en el último nivel de la edificación (<math>F_t</math>), cuyos procedimientos siguen la misma filosofía, por otro lado esto permite considerar la contribución de los modos de vibración superiores al fundamental, compensando así las simplificaciones propias del método de análisis estático.</p>	

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 10.** Variaciones del Coeficiente de Aceleración del Terreno ( $A_0$ )

<b>COMPARACIÓN DE COEF. DE ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TERRENO A<sub>o</sub></b>					
<b>ZONIFICACIÓN</b>	<b>1756:2018</b>	<b>1756:2001</b>	<b>VARIACIONES</b>		
	<b>A<sub>o</sub></b>	<b>A<sub>o</sub></b>	<b>A<sub>o</sub></b>	<b>Porcentaje%</b>	<b>RANGO</b>
Amazonas	0,02	0,01	0,5	50	ALTO
Anzoátegui	0,21	0,35	0,4	40	ALTO
Apure	0,27	0,25	0,074	7	BAJO
Aragua	0,21	0,3	0,3	30	MEDIO
Barinas	0,27	0,25	0,0741	7	BAJO
Bolívar	0,03	0,2	0,85	85	ALTO
Carabobo	0,18	0,3	0,4	40	ALTO
Cojedes	0,15	0,25	0,4	40	ALTO
Delta Amacuro	0,27	0,3	0,1	10	BAJO
Dto. Federal	0,27	0,3	0,1	10	BAJO
Falcón	0,18	0,25	0,28	28	MEDIO
Guarico	0,12	0,2	0,4	40	ALTO
Lara	0,36	0,3	0,167	17	MEDIO
Mérida	0,36	0,3	0,167	17	MEDIO
Miranda	0,27	0,3	0,1	10	BAJO
Monagas	0,33	0,35	0,0571	6	BAJO
Nueva Esparta	0,27	0,3	0,1	10	BAJO
Portuguesa	0,18	0,25	0,28	28	MEDIO
Sucre	0,63	0,4	0,37	37	ALTO
Tachira	0,36	0,3	0,167	17	MEDIO
Trujillo	0,36	0,3	0,167	17	MEDIO
Yaracuy	0,18	0,25	0,28	28	MEDIO
Vargas	0,3	0,3	0	0	BAJO
Zulia	0,3	0,25	0,167	17	MEDIO
Islas del Caribe	0,27	0,3	0,1	10	BAJO
Maracay	0,18	0,3	0,4	40	ALTO
Maracaibo	0,18	0,3	0,4	40	ALTO
Valencia	0,15	0,3	0,5	50	ALTO
Caracas	0,27	0,3	0,1	10	BAJO
San Juan de los Morros	0,12	0,2	0,4	40	ALTO
Guanare	0,27	0,25	0,0741	7	BAJO
Coro	0,15	0,2	0,25	25	MEDIO
Barquisimeto	0,18	0,3	0,4	40	ALTO
San Cristobal	0,36	0,3	0,1667	17	MEDIO
San Fernando de Apure	0,03	0,15	0,8	80	ALTO

Fuente: Alvarado A. (2020).

<b>COMPARACIÓN DE COEF. DE ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TERRENO A<sub>o</sub></b>					
<b>ZONIFICACIÓN</b>	<b>1756:2018</b>	<b>1756:2001</b>	<b>VARIACIONES</b>		
	<b>A<sub>o</sub></b>	<b>A<sub>o</sub></b>	<b>A<sub>o</sub></b>	<b>Porcentaje%</b>	<b>RANGO</b>
Cumana	0,63	0,4	0,3651	37	ALTO
Ciudad Bolívar	0,06	0,15	0,6	60	ALTO
Puerto Ordaz	0,06	0,15	0,6	60	ALTO
San Felipe	0,18	0,3	0,4	40	ALTO
Tucupita	0,12	0,3	0,6	60	ALTO
San Carlos	0,15	0,25	0,4	40	ALTO
Barcelona	0,21	0,3	0,3	30	MEDIO
Los Teques	0,24	0,3	0,2	20	MEDIO
Mérida*	0,36	0,3	0,1667	17	MEDIO
Trujillo*	0,27	0,3	0,1	10	BAJO
Barinas*	0,24	0,25	0,04	4	BAJO
La Asunción	0,24	0,3	0,2	20	MEDIO
Puerto Ayacucho	0,03	0,1	0,7	70	ALTO
Tinaquillo	0,15	0,25	0,4	40	ALTO
Puerto Cabello	0,15	0,3	0,5	50	ALTO
Lechería	0,24	0,35	0,3143	31	MEDIO
Puerto la Cruz	0,24	0,35	0,3143	31	MEDIO
Punto Fijo	0,12	0,15	0,2	20	MEDIO
La Guaira	0,3	0,3	0	0	BAJO
Valera	0,27	0,3	0,1	10	BAJO
Ciudad Guayana	0,09	0,2	0,55	55	ALTO
Chichiriviche	0,15	0,25	0,4	40	ALTO
Tucacas	0,15	0,25	0,4	40	ALTO
Maturín	0,21	0,25	0,16	16	MEDIO

**Fuente:** Alvarado A. (2020).

De acuerdo con el cuadro ilustrado con anterioridad, se puede concluir que hubo en promedio una disminución considerable para los valores de A<sub>o</sub> de 48,5%, según diversas regiones del país, así mismo en cuanto al aumento más significativo de dicho coeficiente se presencia en el caso de la región Oriental como Cumaná con un aumento de 37%.

En este sentido, la normativa COVENIN 1756:2018 con respecto a la norma propuesta, presenta una disminución en los valores del coeficiente de aceleración del terreno en todas las regiones del país planteadas para la presente investigación.

Seguidamente, se presentará un cuadro descriptivo respecto a las variaciones encontradas en el Peligro Sísmico, considerando lo descrito por las normativas venezolanas según cada región. (Tabla 11)

**Tabla 11. Evaluación del Peligro Sísmico**

COMPARACIÓN DE COEF. DE ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TERRENO Ao						PELIGRO SÍSMICO EN 1756:2018 y 1756:2001					
ZONIFICACIÓN	1756:2018	1756:2001	VARIACIONES			Para 1756:2001	PARA 1756:2018	VARIACIONES			
	Ao	Ao	Ao	%	RANGO	RANGO (bajo, intermedio y elevado)	RANGO (bajo, intermedio y elevado)	Peligrosidad			
Amazonas	0,02	0,01	0,5	50	ALTO	BAJO	BAJO	Aumento de P.S			0,01
Anzoategui	0,21	0,35	0,4	40	ALTO	ELEVADO	INTERMEDIO	Disminución de P.S			0,14
Apure	0,27	0,25	0,074	7	BAJO	INTERMEDIO	ELEVADO	Aumento de P.S			0,02
Aragua	0,21	0,3	0,3	30	MEDIO	ELEVADO	INTERMEDIO	Disminución de P.S			0,09
Barinas	0,27	0,25	0,0741	7	BAJO	INTERMEDIO	ELEVADO	Aumento de P.S			0,02
Bolívar	0,03	0,2	0,85	85	ALTO	INTERMEDIO	BAJO	Disminución de P.S			0,17
Carabobo	0,18	0,3	0,4	40	ALTO	ELEVADO	INTERMEDIO	Disminución de P.S			0,12
Cojedes	0,15	0,25	0,4	40	ALTO	INTERMEDIO	BAJO	Disminución de P.S			0,1
Delta Amacuro	0,27	0,3	0,1	10	BAJO	ELEVADO	ELEVADO	Disminución de P.S			0,03
Dto. Federal	0,27	0,3	0,1	10	BAJO	ELEVADO	ELEVADO	Disminución de P.S			0,03
Falcón	0,18	0,25	0,28	28	MEDIO	INTERMEDIO	INTERMEDIO	Disminución de P.S			0,07
Guarico	0,12	0,2	0,4	40	ALTO	INTERMEDIO	BAJO	Disminución de P.S			0,08
Lara	0,36	0,3	0,167	17	MEDIO	ELEVADO	ELEVADO	Aumento de P.S			0,06
Mérida	0,36	0,3	0,167	17	MEDIO	ELEVADO	ELEVADO	Aumento de P.S			0,06
Miranda	0,27	0,3	0,1	10	BAJO	ELEVADO	ELEVADO	Disminución de P.S			0,03
Monagas	0,33	0,35	0,0571	6	BAJO	ELEVADO	ELEVADO	Disminución de P.S			0,02
Nueva Esparta	0,27	0,3	0,1	10	BAJO	ELEVADO	ELEVADO	Disminución de P.S			0,03
Portuguesa	0,18	0,25	0,28	28	MEDIO	INTERMEDIO	INTERMEDIO	Disminución de P.S			0,07
Sucre	0,63	0,4	0,37	37	ALTO	ELEVADO	ELEVADO	Aumento de P.S			0,23
Tachira	0,36	0,3	0,167	17	MEDIO	ELEVADO	ELEVADO	Aumento de P.S			0,06
Trujillo	0,36	0,3	0,167	17	MEDIO	ELEVADO	ELEVADO	Aumento de P.S			0,06
Yaracuy	0,18	0,25	0,28	28	MEDIO	INTERMEDIO	INTERMEDIO	Disminución de P.S			0,07
Vargas	0,3	0,3	0	0	BAJO	ELEVADO	ELEVADO	Aumento de P.S			0
Zulia	0,3	0,25	0,167	17	MEDIO	INTERMEDIO	ELEVADO	Aumento de P.S			0,05
Islas del Caribe	0,27	0,3	0,1	10	BAJO	ELEVADO	ELEVADO	Disminución de P.S			0,03
Maracay	0,18	0,3	0,4	40	ALTO	ELEVADO	INTERMEDIO	Disminución de P.S			0,12
Maracaibo	0,18	0,3	0,4	40	ALTO	ELEVADO	INTERMEDIO	Disminución de P.S			0,12
Valencia	0,15	0,3	0,5	50	ALTO	ELEVADO	BAJO	Disminución de P.S			0,15

Fuente: Alvarado A. (2020).

COMPARACIÓN DE COEF. DE ACELERACIÓN HORIZONTAL DEL TERRENO A <sub>o</sub>						PELIGRO SÍSMICO EN 1756:2018 y 1756:2001					
ZONIFICACIÓN	1756:2018	1756:2001	VARIACIONES			Para 1756:2001		PARA 1756:2018		VARICIONES	
	A <sub>o</sub>	A <sub>o</sub>	A <sub>o</sub>	%	RANGO	RANGO (bajo, intermedio y elevado)		RANGO (bajo, intermedio y elevado)		Peligrosidad	
Caracas	0,3	0,3	0	0	BAJO	ELEVADO	↑	ELEVADO	↑	Aumento de P.S	0
San Juan de los Morros	0,12	0,2	0,4	40	ALTO	INTERMEDIO	→	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,08
Guanare	0,27	0,25	0,0741	7	BAJO	INTERMEDIO	→	ELEVADO	↑	Aumento de P.S	0,02
Coro	0,15	0,2	0,25	25	MEDIO	INTERMEDIO	→	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,05
Barquisimeto	0,18	0,3	0,4	40	ALTO	ELEVADO	↑	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,12
San Cristobal	0,36	0,3	0,1667	17	MEDIO	ELEVADO	↑	ELEVADO	↑	Aumento de P.S	0,06
San Fernando de Apur	0,03	0,15	0,8	80	ALTO	BAJO	↓	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,12
Cumana	0,63	0,4	0,3651	37	ALTO	ELEVADO	↑	ELEVADO	↑	Aumento de P.S	0,23
Ciudad Bolívar	0,06	0,15	0,6	60	ALTO	BAJO	↓	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,09
Puerto Ordaz	0,06	0,15	0,6	60	ALTO	BAJO	↓	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,09
San Felipe	0,18	0,3	0,4	40	ALTO	ELEVADO	↑	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,12
Tucupita	0,12	0,3	0,6	60	ALTO	ELEVADO	↑	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,18
San Carlos	0,15	0,25	0,4	40	ALTO	INTERMEDIO	→	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,1
Barcelona	0,21	0,3	0,3	30	MEDIO	ELEVADO	↑	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,09
Los Teques	0,24	0,3	0,2	20	MEDIO	ELEVADO	↑	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,06
Mérida*	0,36	0,3	0,1667	17	MEDIO	ELEVADO	↑	ELEVADO	↑	Aumento de P.S	0,06
Trujillo*	0,27	0,3	0,1	10	BAJO	ELEVADO	↑	ELEVADO	↑	Disminución de P.S	0,03
Barinas*	0,24	0,25	0,04	4	BAJO	INTERMEDIO	→	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,01
La Asunción	0,24	0,3	0,2	20	MEDIO	ELEVADO	↑	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,06
Puerto Ayacucho	0,03	0,1	0,7	70	ALTO	BAJO	↓	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,07
Tinaquillo	0,15	0,25	0,4	40	ALTO	INTERMEDIO	→	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,1
Puerto Cabello	0,15	0,3	0,5	50	ALTO	ELEVADO	↑	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,15
Lechería	0,24	0,35	0,3143	31	MEDIO	ELEVADO	↑	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,11
Puerto la Cruz	0,24	0,35	0,3143	31	MEDIO	ELEVADO	↑	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,11
Punto Fijo	0,12	0,15	0,2	20	MEDIO	BAJO	↓	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,03
La Guaira	0,3	0,3	0	0	BAJO	ELEVADO	↑	ELEVADO	↑	Aumento de P.S	0
Valera	0,27	0,3	0,1	10	BAJO	ELEVADO	↑	ELEVADO	↑	Disminución de P.S	0,03
Ciudad Guayana	0,09	0,2	0,55	55	ALTO	INTERMEDIO	→	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,11
Chichiriviche	0,15	0,25	0,4	40	ALTO	INTERMEDIO	→	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,1
Tucacas	0,15	0,25	0,4	40	ALTO	INTERMEDIO	→	BAJO	↓	Disminución de P.S	0,1
Maturín	0,21	0,25	0,16	16	MEDIO	INTERMEDIO	→	INTERMEDIO	→	Disminución de P.S	0,04

Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con el Tabla 11, se estableció un rango en función del A<sub>o</sub> desde bajo, intermedio y elevado, donde permitió observar el aumento o disminución según lo presentado por ambas normativas, así mismo considerando las diferencias presentadas en las aceleraciones del terreno para cada región se pudo establecer las variaciones y determinar el aumento o disminución del peligro sísmico.

En este sentido, las reducciones del peligro sísmico más considerables se encuentra el caso de Carabobo con respecto a la normativa 1756:2018 donde presenta

50% menos de peligro con respecto a la norma vigente, por otro lado se encuentran las zonas de la región oriental donde se aprecia en promedio una disminución del 32%, exceptuando el estado Sucre donde se evidencia un notable aumento de 37% respecto a la propuesta, siendo esta la zona con mayor peligrosidad en el territorio nacional.

Por otro lado, en cuanto a los tipos de suelos plateados por ambas normativas se muestra a través de Cuadro 5, una comparación de las características en función de los perfiles geotécnicos estudiados.

En este sentido, de acuerdo con la comparación realizada para los periodos que definen el final de la rama del espectro de aceleraciones constantes, presenta la normativa propuesta una disminución notable del 23,5% en el caso de un tipo de suelo de “Roca blanda” respecto a una clase de sitio “C” lo cual se traduce en aceleraciones espectrales más elevadas en períodos más cortos.

Por otro lado, en cuanto a los periodos representativos del inicio de la rama de máximas aceleraciones espectrales, se ilustraran a través de la Tabla 13 las variaciones encontradas entre las normativas.

**Cuadro 5. Comparación de Tipos de Suelos**

<b>COMPARACIÓN DE TIPOS DE SUELOS 1756:2018 - 1756:2018</b>				
<b>Material (1756:2001)</b>	<b>Vsp (m/s)</b>	<b>Material (1756:2018)</b>		<b>Vsp30 (m/seg)</b>
<b>Roca sana/Fracturada</b>	<b>&gt;500</b>	<b>A</b>	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable	<b>&gt;1500</b>
		<b>AB</b>	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	<b>1300 a 1500</b>
		<b>B</b>	Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de	<b>850 a 1300</b>
		<b>BC</b>	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	<b>650 a 850</b>
<b>Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos</b>	<b>&gt;400</b>	<b>C</b>	1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras.	<b>400 a 650</b>
<b>Suelos duros o densos</b>	<b>250-400</b>	<b>CD</b>	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	<b>300 a 400</b>
		<b>D</b>	1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor.	<b>200 a 400</b>
<b>Suelos firmes/medio densos</b>	<b>170-250</b>	<b>DE</b>	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	<b>170 a 200</b>
<b>Suelos blandos / sueltos</b>	<b>&lt;170</b>	<b>E</b>	1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluidas en la Clase F	<b>120 a 170</b>
		<b>F</b>	Arenas o arenas limosas susceptibles de licuación, arcillas sensibles, suelos cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con Vs30 < 120 m/s.	—

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 12.** Comparación de períodos T\* (1756:2001) y T<sub>C</sub> (1756:2018) representativos de los Espectros de Diseño y Respuesta.

<b>PERIODOS T*(1756-2001)--TC (1756:2018)</b>						
<b>Material (1756:2001)</b>	<b>Material (1756:2018)</b>	<b>T*</b>	<b>TC</b>		<b>%</b>	<b>Aumento o disminución en los períodos</b>
<b>Roca sana/Fracturada</b>	<b>A</b>	0,4	0,382	0,01806	1,806	Disminución
	<b>AB</b>	0,4	0,382	0,01806	1,806	Disminución
	<b>B</b>	0,4	0,382	0,01806	1,806	Disminución
	<b>BC</b>	0,4	0,382	0,01806	1,806	Disminución
<b>Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos</b>	<b>C</b>	0,7	0,465	0,23502	23,502	Disminución
<b>Suelos duros o densos</b>	<b>CD</b>	0,7	0,541	0,15919	15,919	Disminución
	<b>D</b>	0,7	0,707	0,00662	0,662	Aumento
<b>Suelos firmes/medio densos</b>	<b>DE</b>	0,7	0,955	0,25486	25,486	Aumento
<b>Suelos blandos / sueltos</b>	<b>E</b>	1	1,173	0,1731	17,31	Aumento
	<b>F</b>	----	----	----	----	----

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 13.** Comparación de períodos  $T_0$  (1756:2001) y  $T_B$  (1756:2018)

<b>PERÍODOS <math>T_0</math>(1756-2001)--<math>T_B</math> (1756:2018)</b>						
<b>Material (1756:2001)</b>	<b>Material (1756:2018)</b>	<b><math>T_0</math></b>	<b><math>T_B</math></b>		<b>%</b>	<b>Aumento o disminución en los períodos</b>
<b>Roca sana/Fracturada</b>	<b>A</b>	0,1	0,095	0,0046	0,46	Disminución
	<b>AB</b>	0,1	0,095	0,0046	0,46	Disminución
	<b>B</b>	0,1	0,095	0,0046	0,46	Disminución
	<b>BC</b>	0,1	0,095	0,0046	0,46	Disminución
<b>Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos</b>	<b>C</b>	0,175	0,116	0,059	5,9	Disminución
<b>Suelos duros o densos</b>	<b>CD</b>	0,175	0,137	0,038	3,8	Disminución
	<b>D</b>	0,175	0,177	0,0016	0,16	Aumento
<b>Suelos firmes/medio densos</b>	<b>DE</b>	0,175	0,24	0,0637	6,37	Aumento
<b>Suelos blandos / sueltos</b>	<b>E</b>	0,25	0,293	0,0432	4,32	Aumento
	<b>F</b>	---	---	---	---	---

Fuente: Alvarado A. (2020).







Con base a los resultados obtenidos en la comparación realizada anteriormente, se obtuvo que la normativa 1756:2018 presenta una disminución del 5,9% en el caso de un tipo de suelo de “Roca blanda” respecto a una clase de sitio “C” lo cual representa la obtención de aceleraciones espectrales más elevadas en períodos más cortos.

Por otro lado, en cuanto a las clases de sitio representativos de una Roca sana no se evidenciaron diferencias considerables en cuanto al aumento o disminución de dichos períodos.

#### 4.2. Establecimiento de procedimientos para la obtención de espectros de diseño sísmico y aplicación de las Metodologías de Análisis Estático.

En el desarrollo de dicha fase, se procedió a la ordenación y esquematización de procedimientos necesarios para la obtención de los espectros de respuesta y diseño sísmico, y los métodos de análisis estáticos, esto a través de un conjunto de diagramas de flujo y hojas de cálculo en EXCEL, los cuales mediante una serie de pasos y consideraciones, permiten al lector realizar de forma rápida y sencilla, la construcción de espectros de diseño sísmico y la aplicación del método de análisis estático, según lo propuesto por las normativas venezolanas consideradas para el caso en estudio. Así mismo, para tener una mayor comprensión de los diagramas de flujo, se presenta a través de la siguiente tabla la simbología utilizada para su realización:

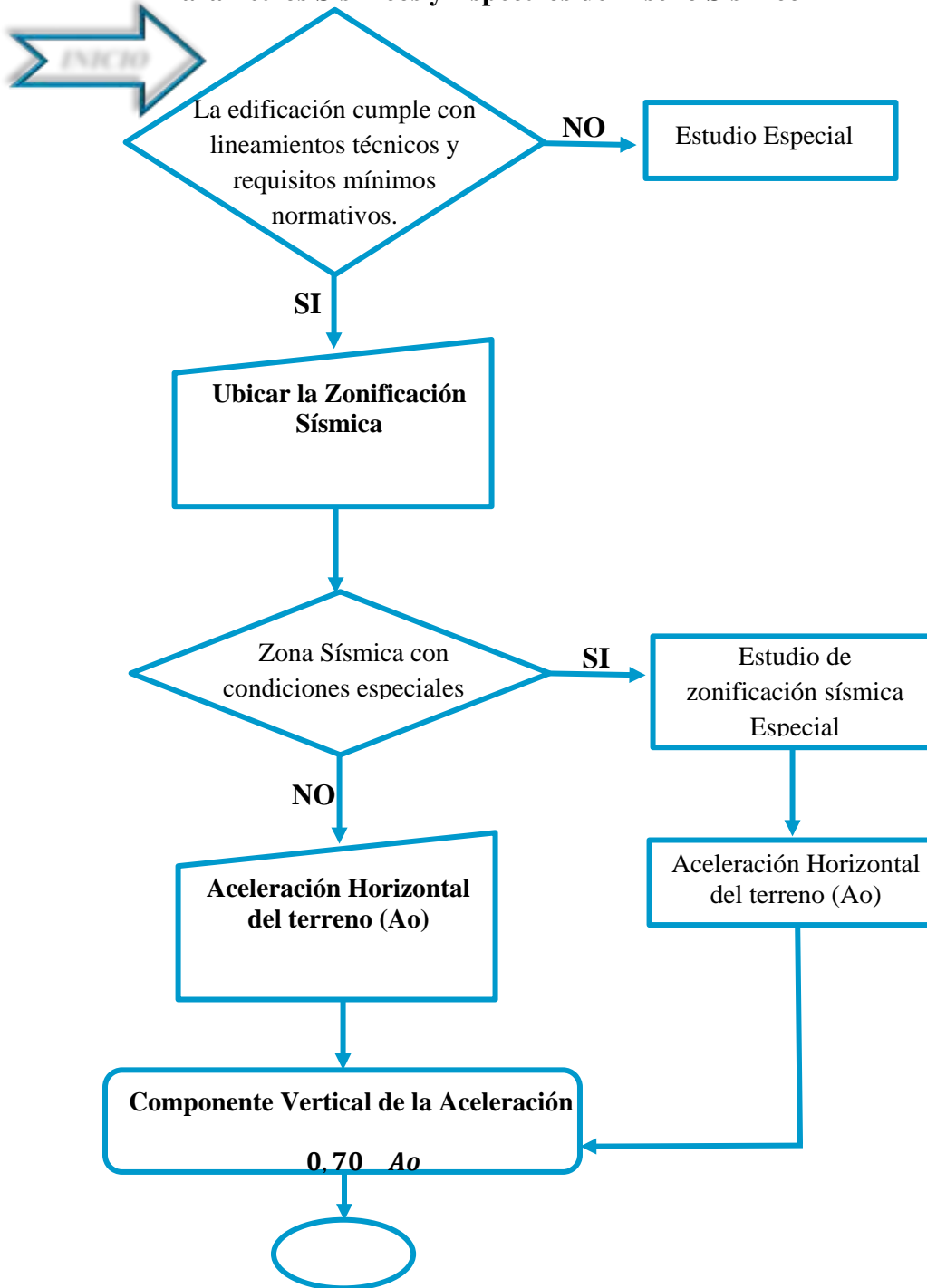
**Cuadro 6.** Simbología de los Diagramas de Flujo

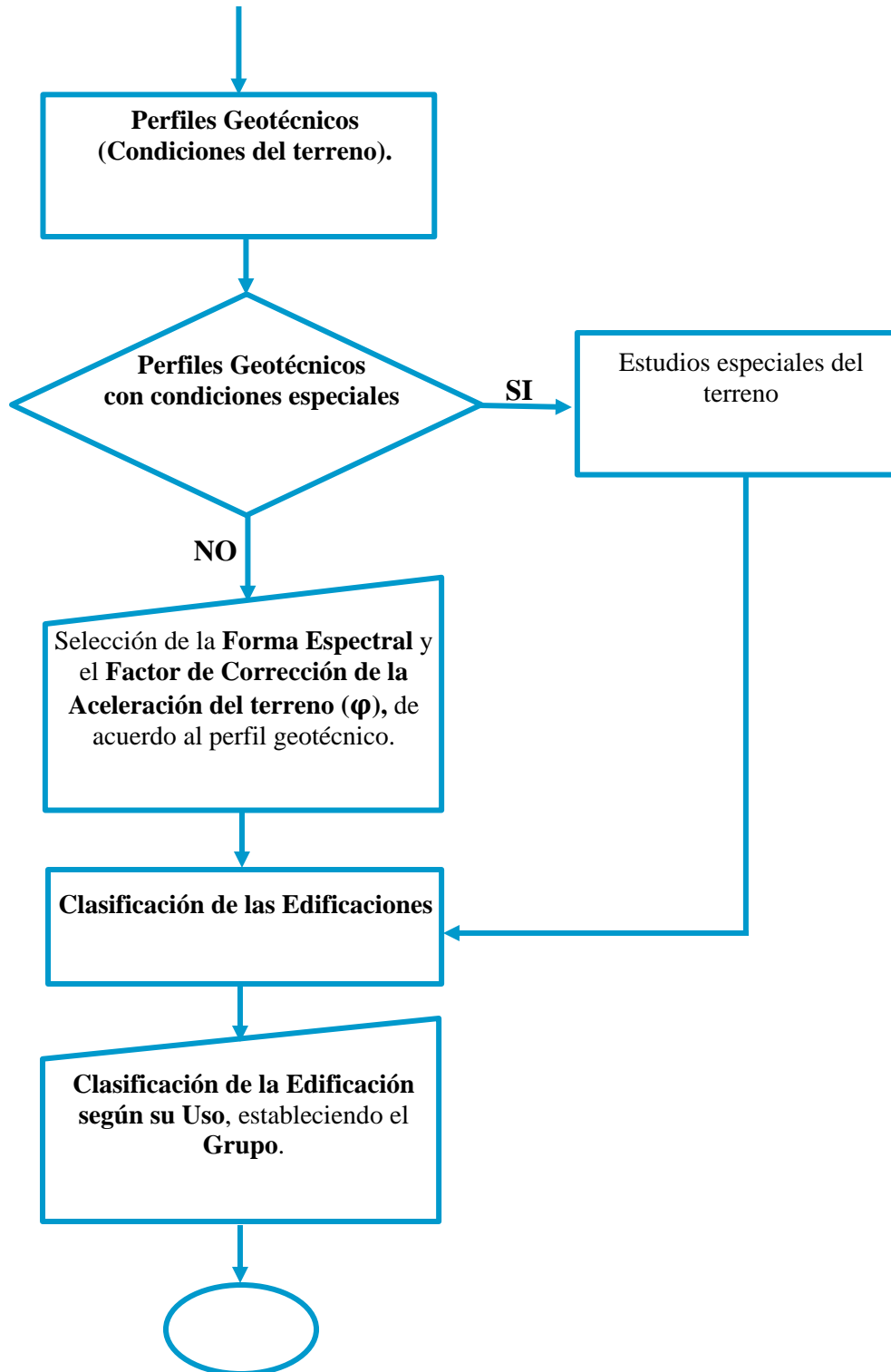
<b>LEYENDA DE DIAGRAMAS DE FLUJO</b>		
<b>NOMBRE</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>IMAGEN</b>
<b>Decisión</b>	Representa la selección entre dos o más alternativas a través de una interrogante.	
<b>Proceso Alternativo</b>	Define el proceso entre dos o más alternativas.	
<b>Proceso</b>	Representa un proceso obligatorio.	
<b>Búsqueda en Tablas</b>	Define datos externos a utilizar.	
<b>Continuidad o Finalización</b>	Representa el final o la continuación del diagrama.	
<b>Notas</b>	Define las notas para el completo entendimiento del diagrama.	

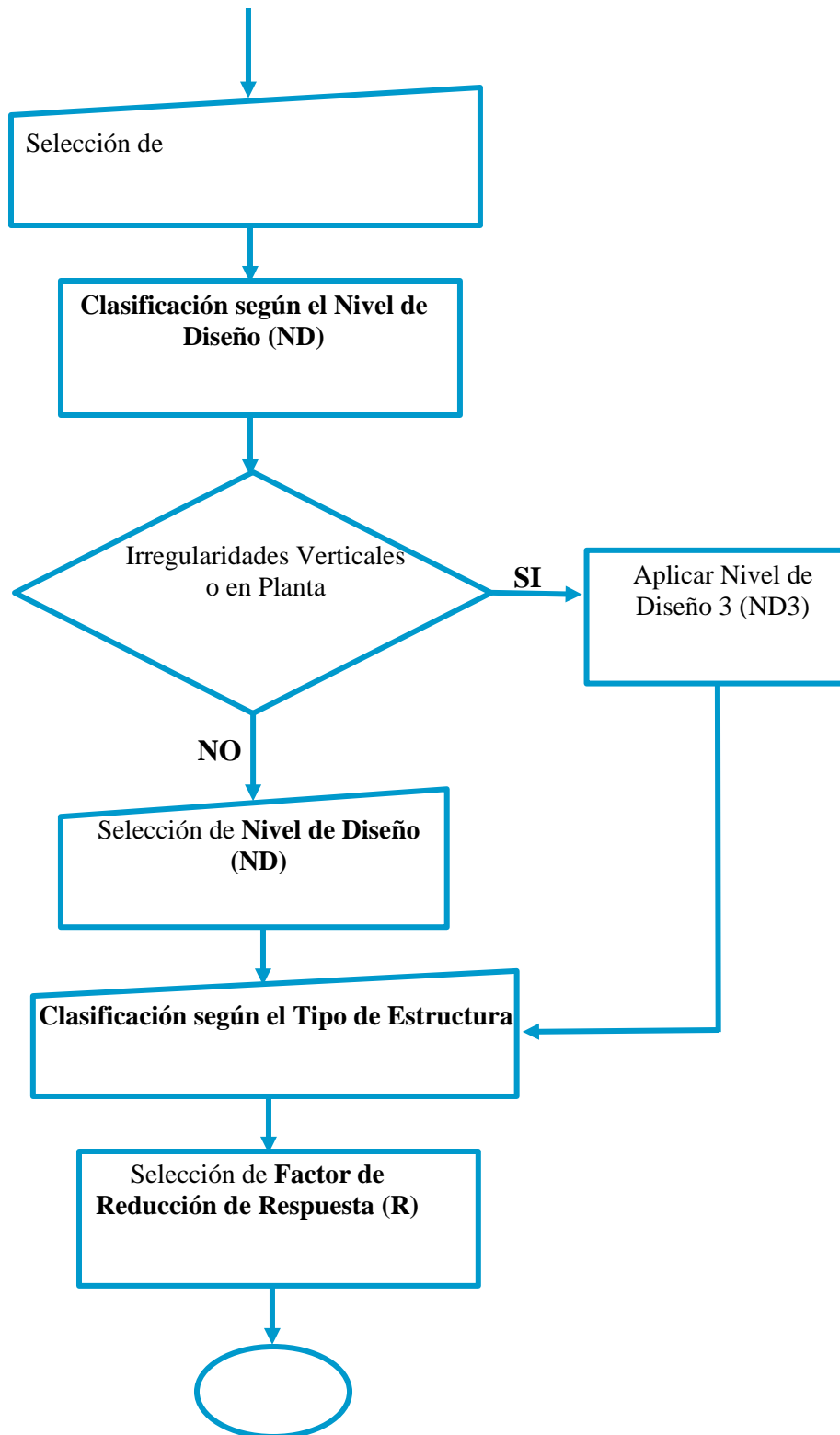
**Fuente:** Alvarado A. (2020).

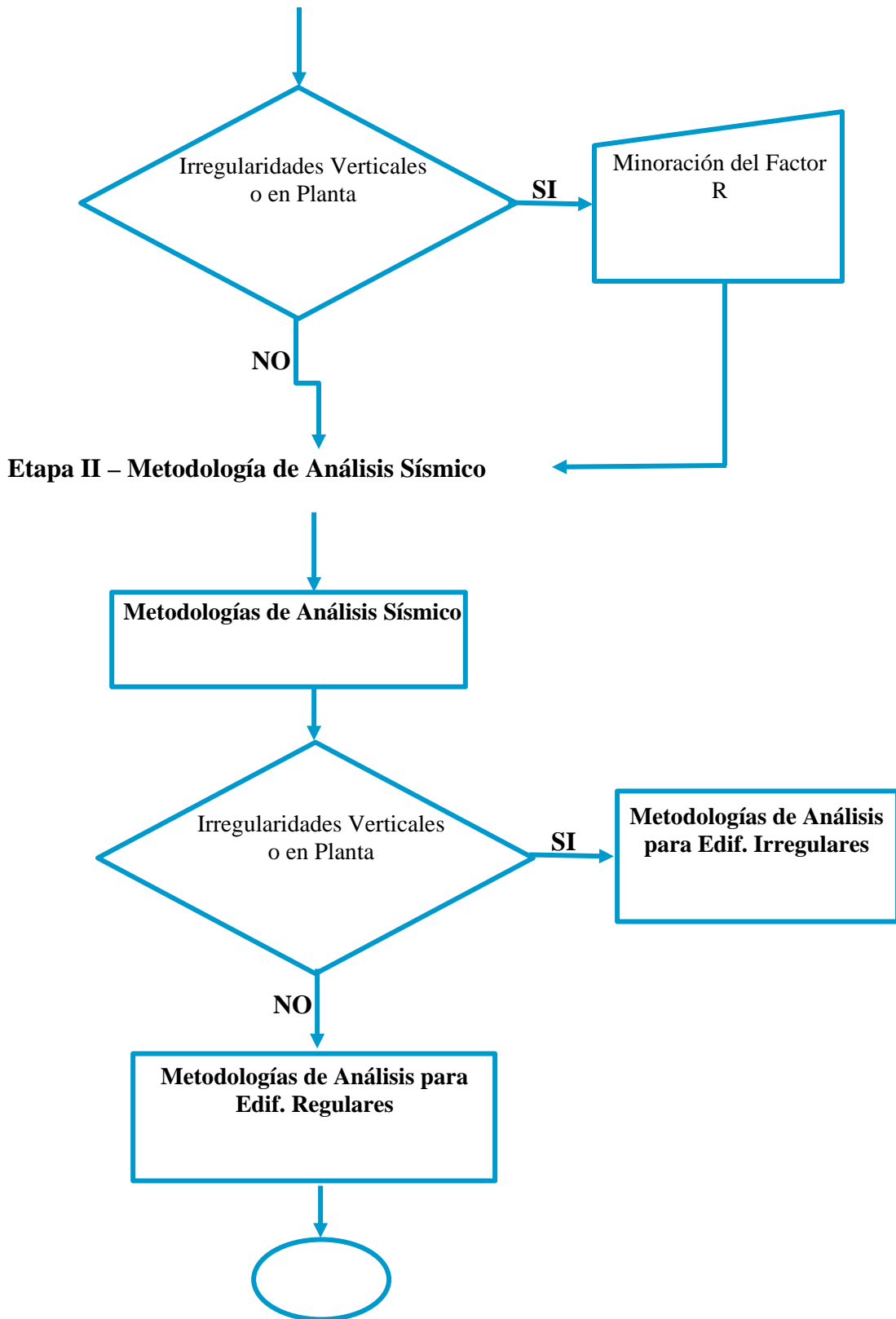
4.2.3 Diagrama de flujo Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.

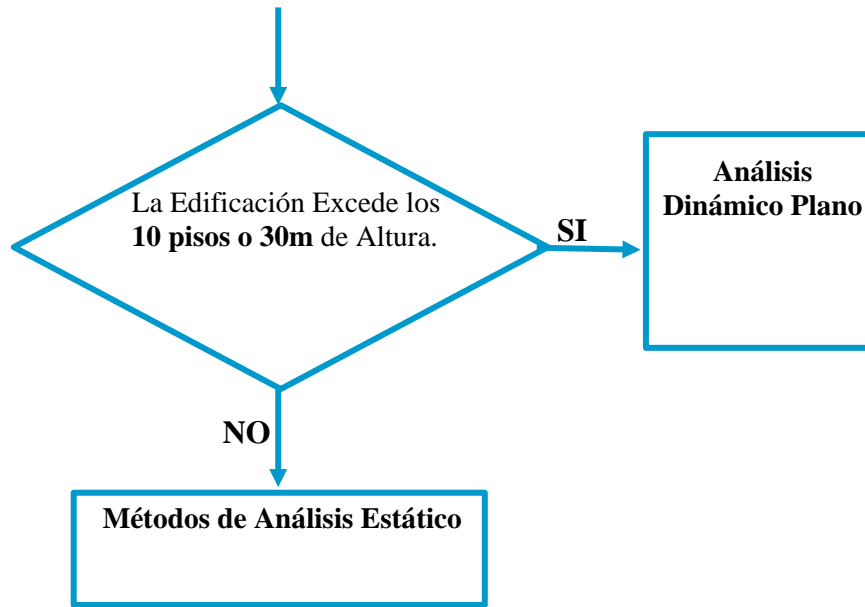
ETAPA 1 – Parámetros Sísmicos y Espectros de Diseño Sísmico



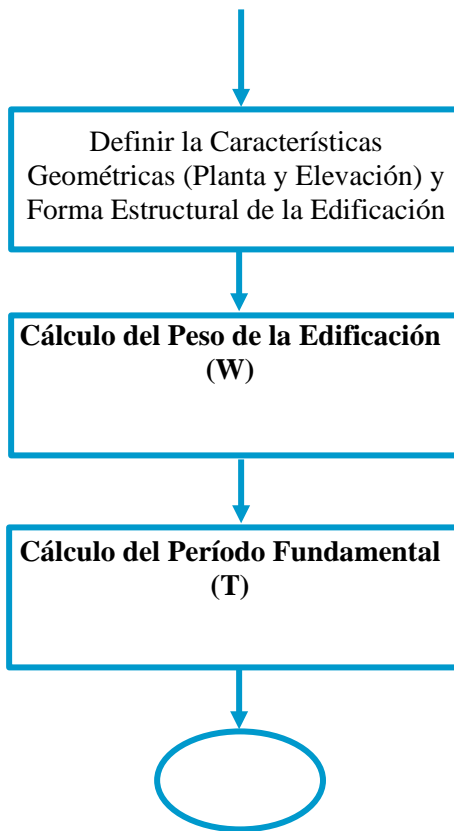






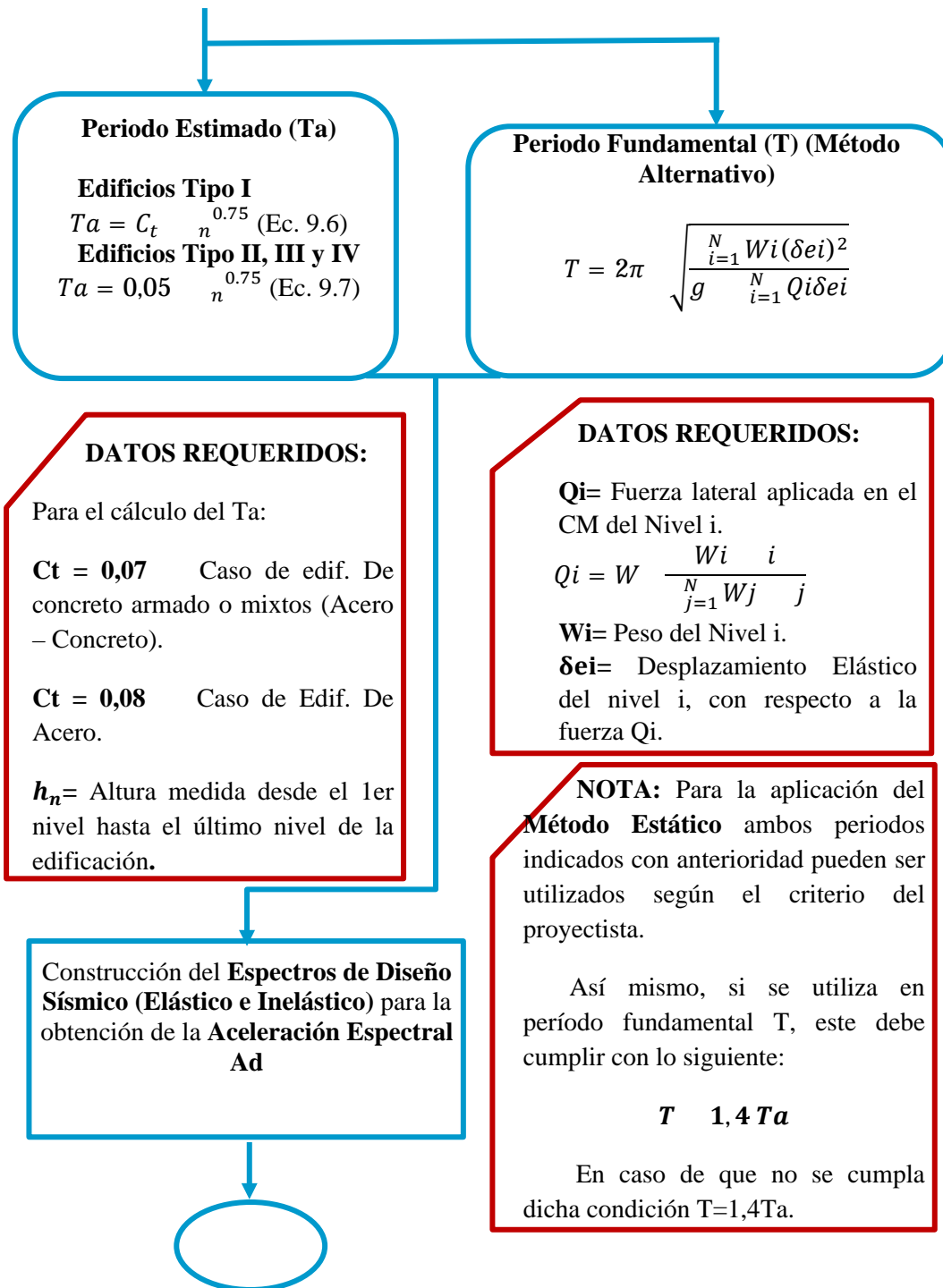


**ETAPA III – Aplicación de la Metodología de Análisis Estático**



**NOTA:** Para el cálculo de **W**, se debe realizar inicialmente los cálculos de las cargas actuantes (**Cargas permanentes y variables**) de la edificación según la norma COVENIN 2002-88.

Así mismo, se debe realizar el predimensionado de los elementos estructurales resistentes a sismos según la Norma COVENIN 1756:2001.



**Formulación que definen el Espectro de Diseño Para  $T < T_+$  (1ra rama del espectro) (7.1)**

$$A_d = \frac{A_0 \left[ 1 + \frac{T}{T_+} (R - 1) \right]}{1 + \left( \frac{T}{T_+} \right)^c (R - 1)}$$

**del espectro) (7.2)**

$$A_d = \frac{A_0}{R}$$

**Para  $T > T^*$  (3ra rama del espectro) (7.3)**

$$A_d = \frac{A_0}{R} \left( \frac{T}{T^*} \right)^p$$

**DATOS REQUERIDOS: PARÁMETROS SÍSMICOS**

**Parámetros Sísmicos necesarios:**

- $A_0$  – (Tabla 4.1)
- Forma Espectral – (Tabla 5.1)
- (Tabla 5.1)
- (Tabla 6.1)
- $R$  – (Tabla 6.4)
- (Tabla 7.1)
- $T^*$  – (Tabla 7.1)
- $p$  – (Tabla 7.1)
- $T_0$   **$0,25T^*$**  (Sección 7.2)
- $T_+$  – (Tabla 7.2)
- $R/\beta$  4

**NOTA:** Se debe seleccionar el mayor de los valores obtenidos en las ecuaciones 9.2 y 9.3 para el Factor  $\mu$ .

**Cálculo de Factor de Modificación de Cortantes**

$$= 1,4 \left[ \frac{N+9}{2+12} \right] \text{ (9.2)}$$

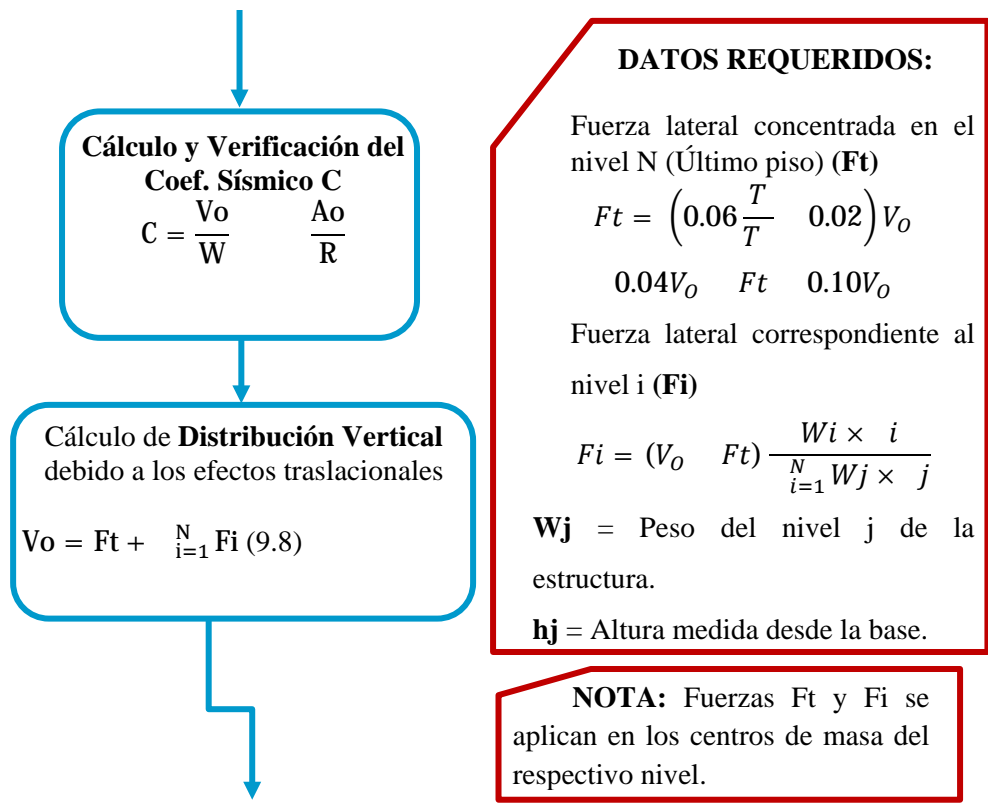
$$= 0,80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{T}{T^*} - 1 \right] \text{ (9.3)}$$

**DATOS REQUERIDOS:**

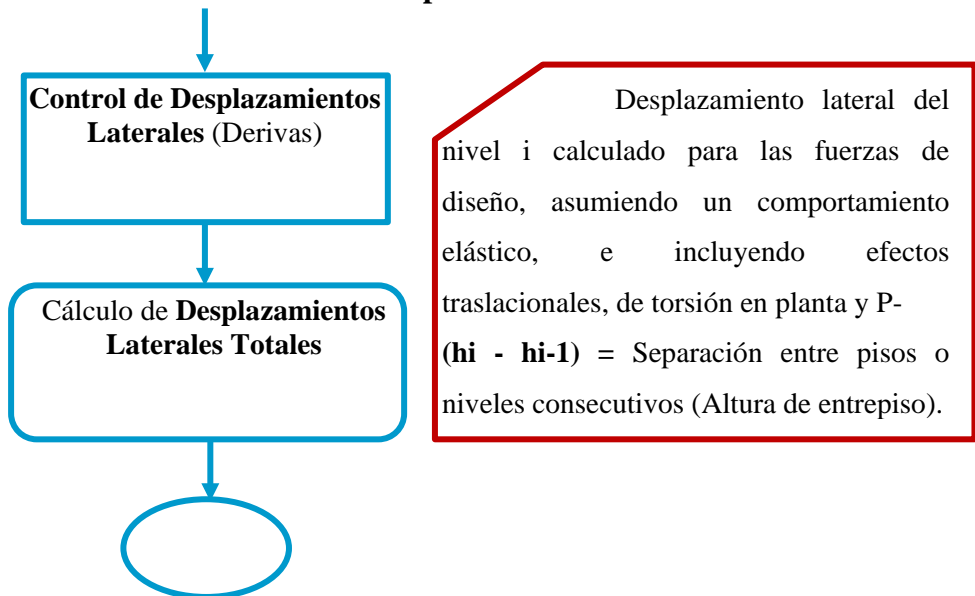
- $\mu$  = Factor de modificación de cortantes
- $A_d$  = Aceleración espectral para el Periodo  $T$  (Ver: Cap. 7 – Sección 7.2)
- $W$  = Peso total de la edificación por encima del nivel de base. (Ver: Secciones: 7.1 y 7.3)
- $N$  = Número de niveles de la Edificación.

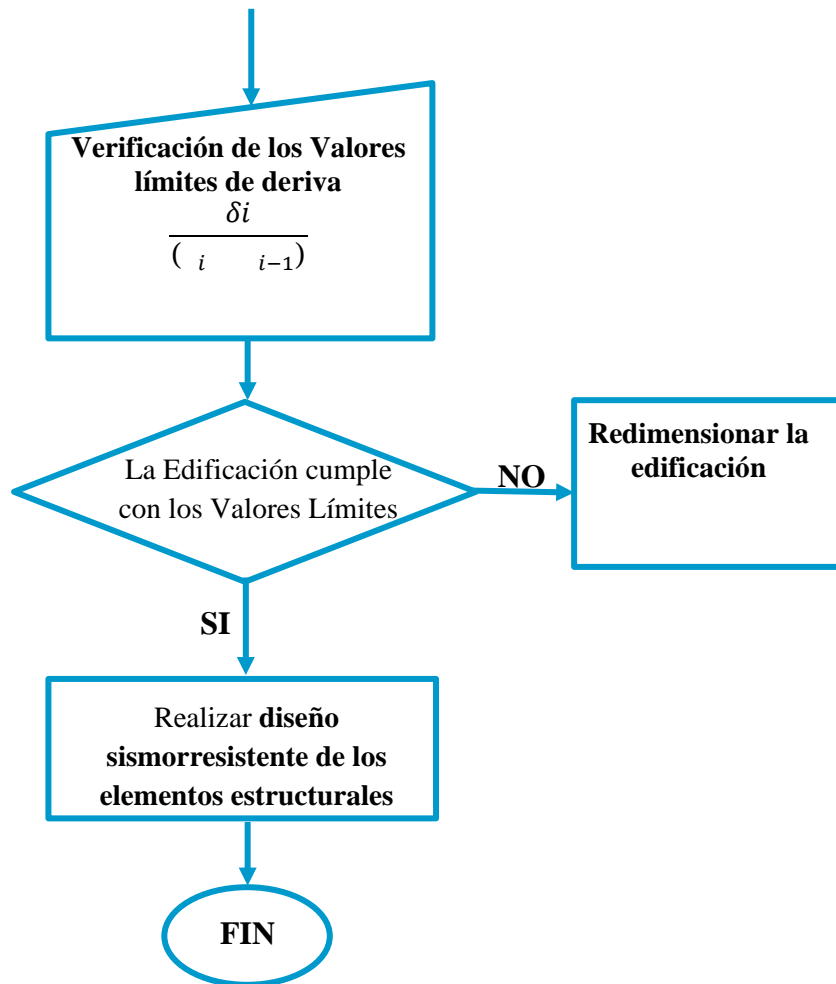
**Cálculo de Corte Basal**

$$V_0 = \mu \times A_d \times W$$

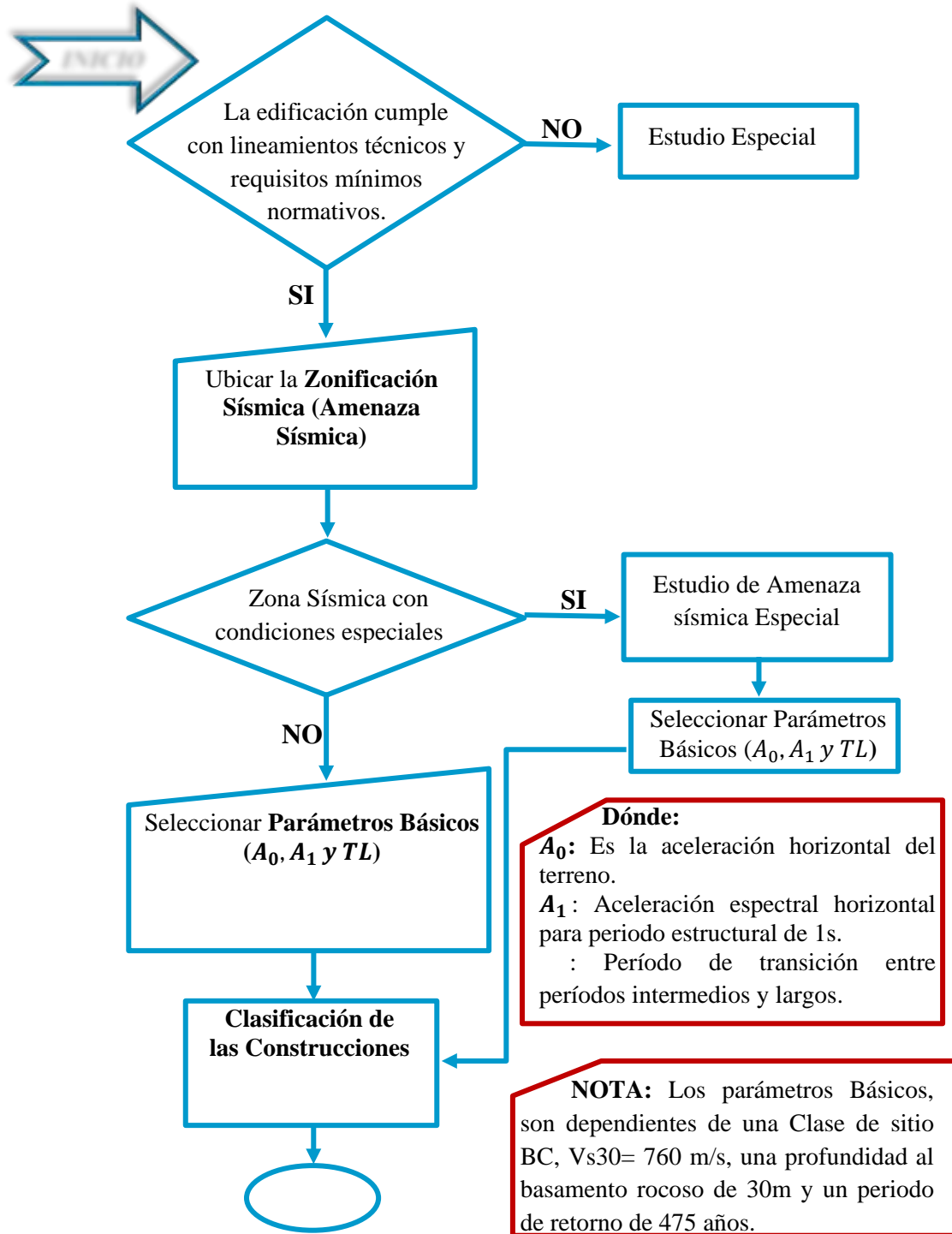


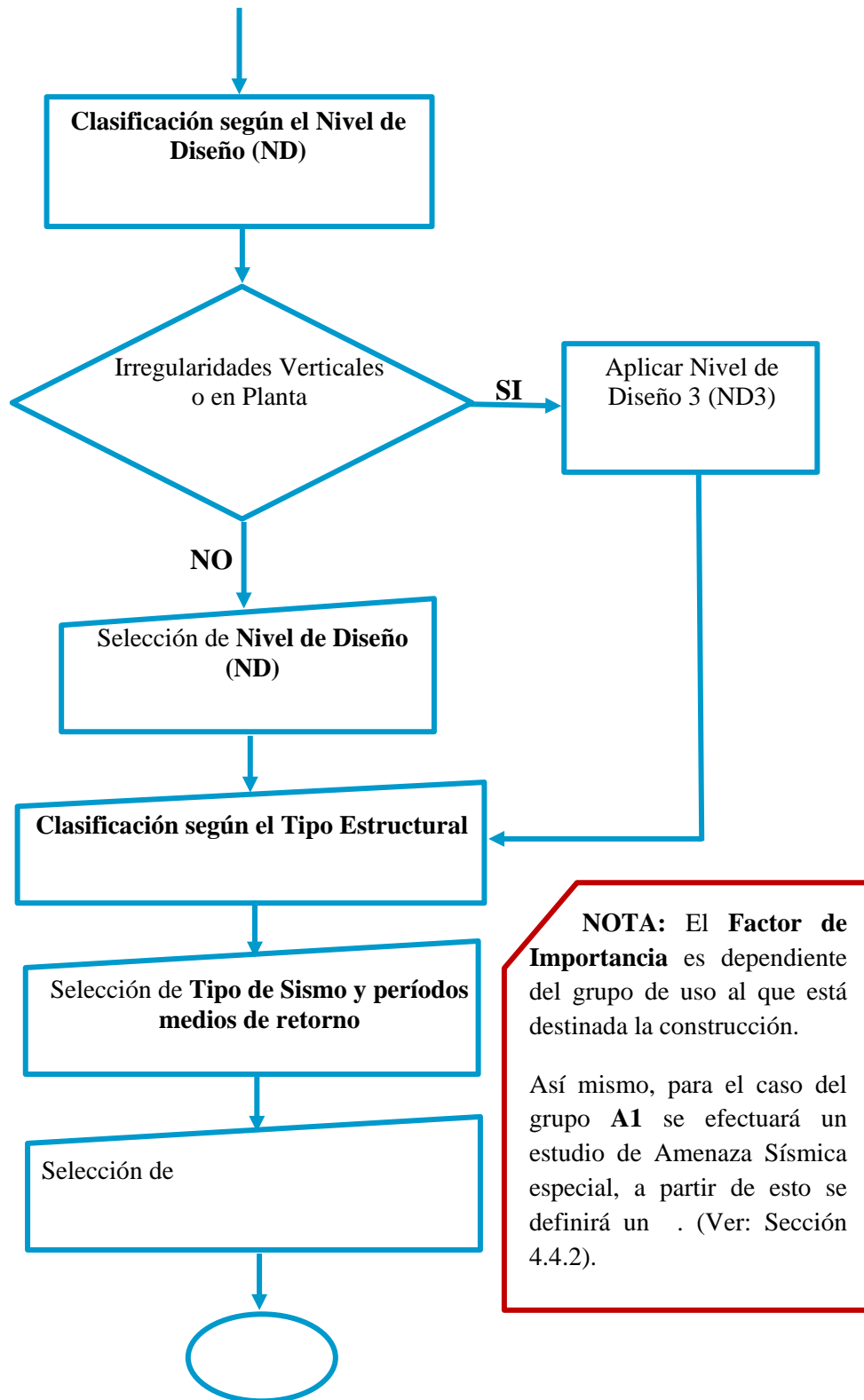
**ETAPA IV – Verificaciones de Comportamiento**

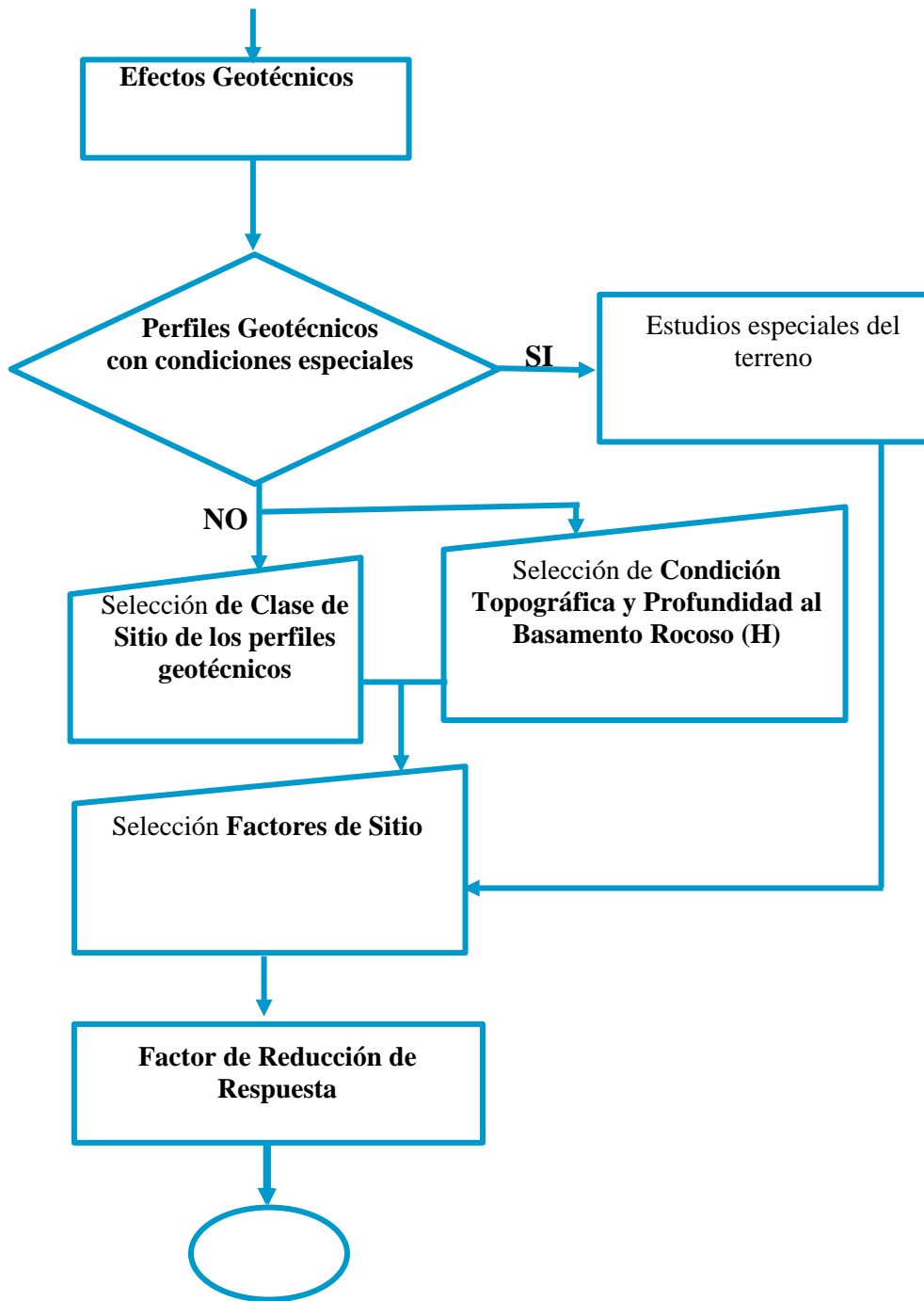


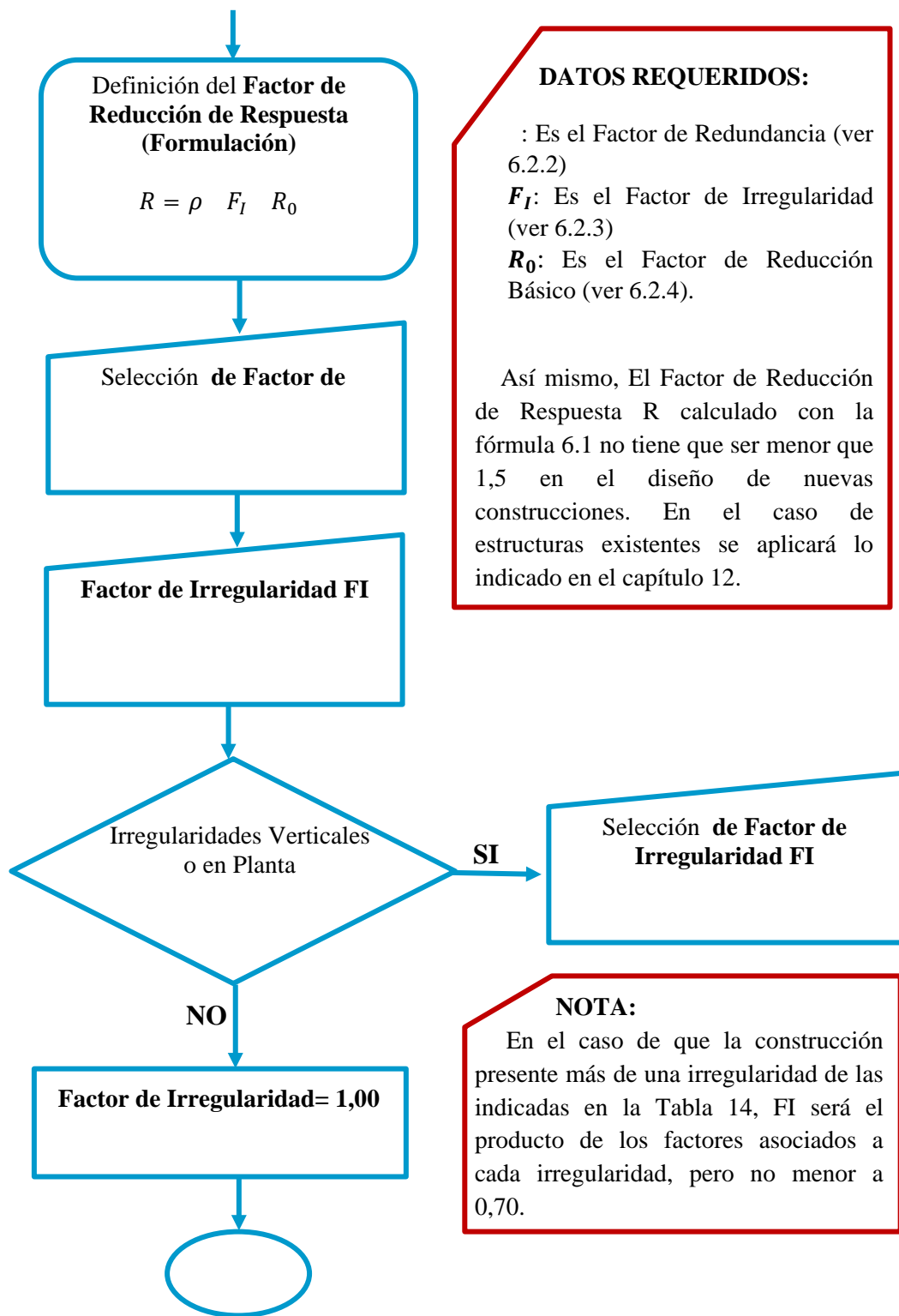


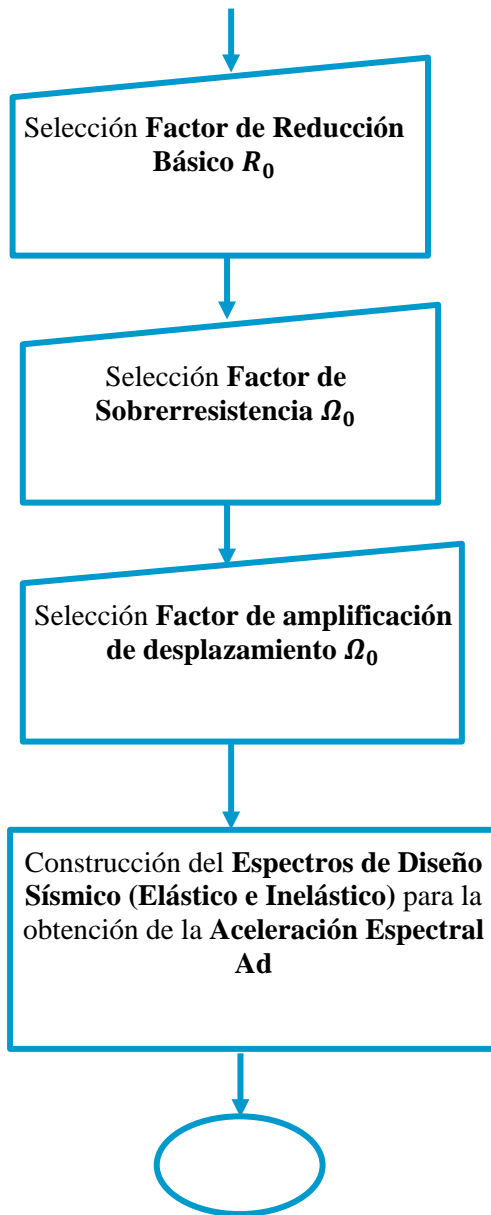
4.2.2 Diagrama de flujo Norma “Construcciones Sismorresistentes”  
COVENIN 1756:2018.





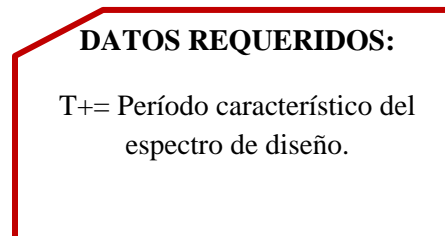
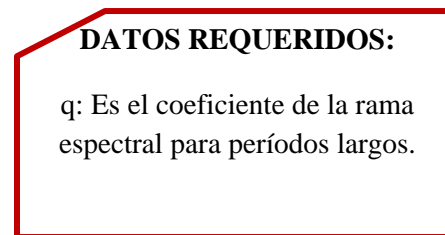
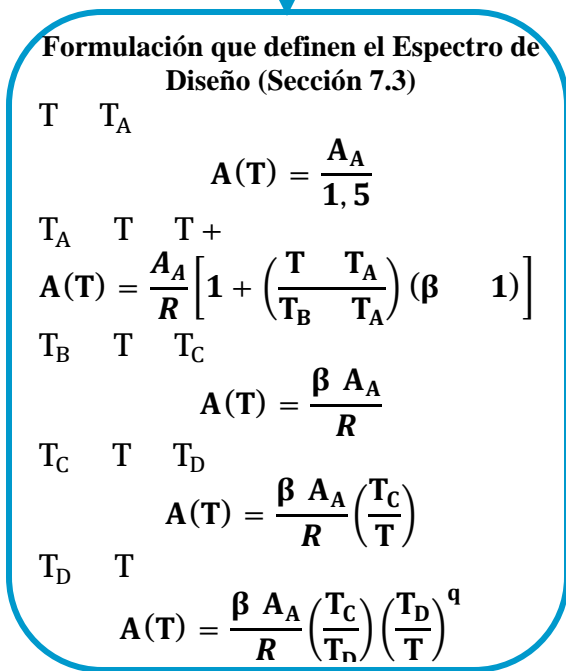
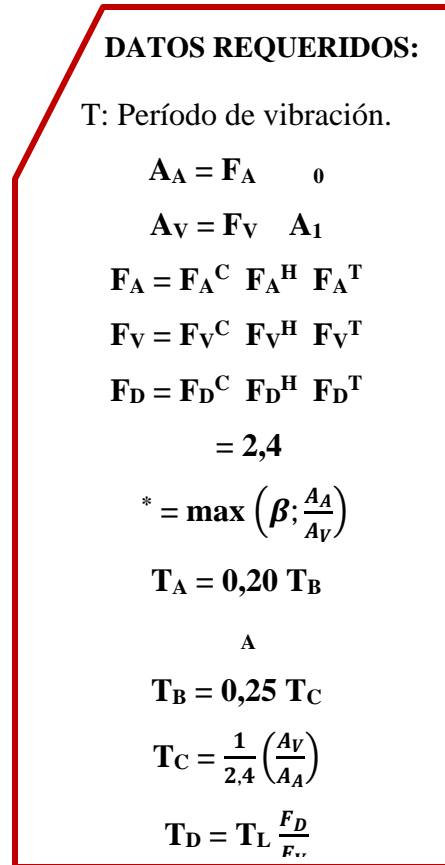
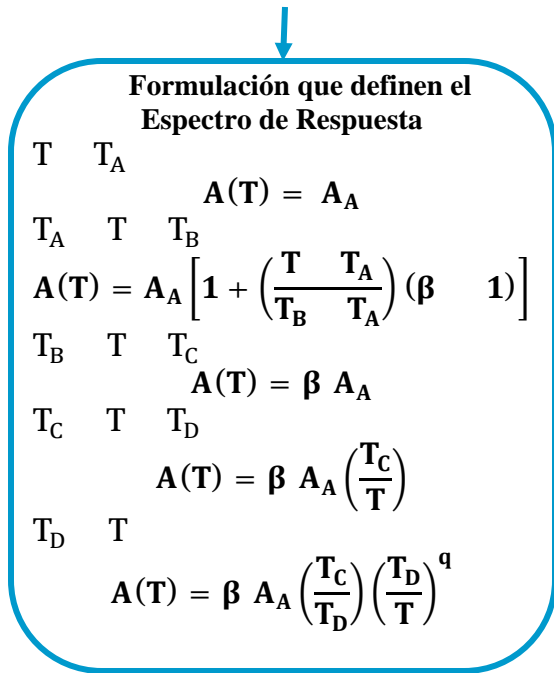




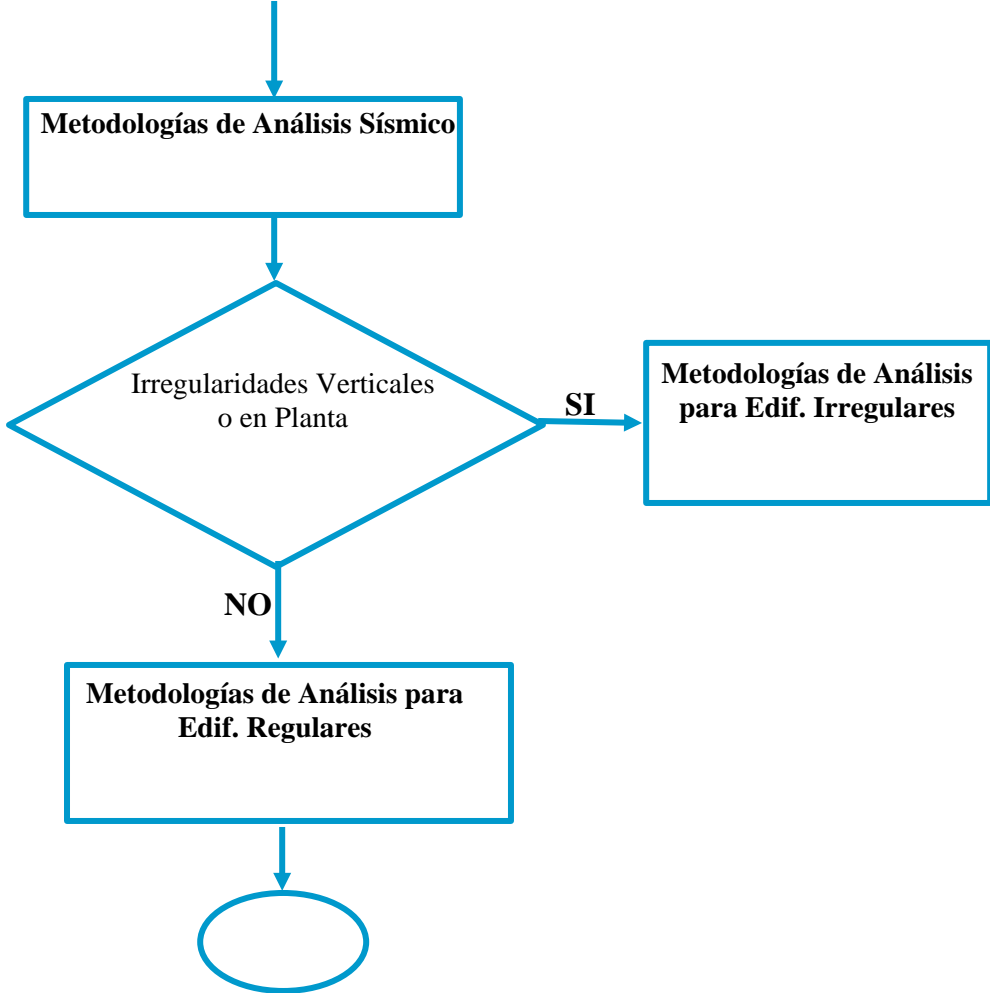


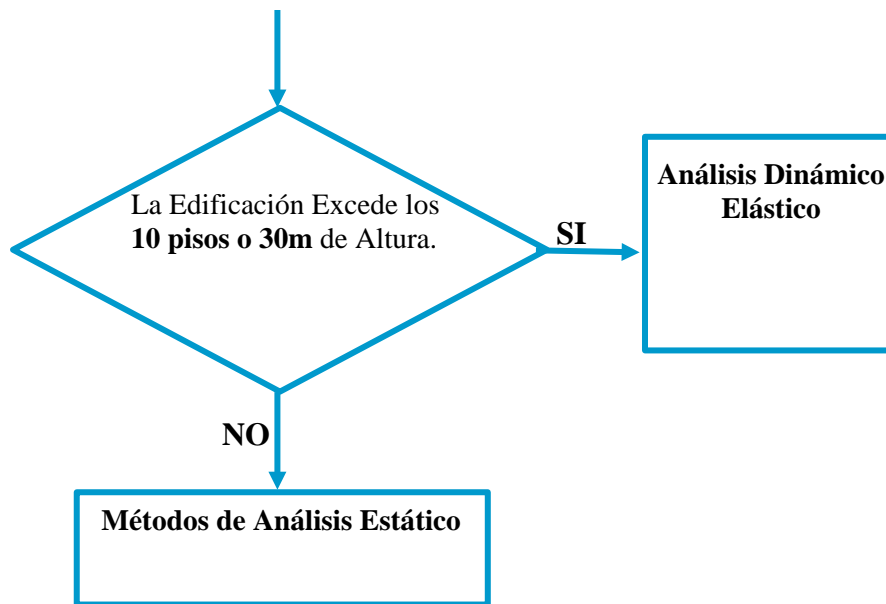
**NOTA:**

El espectro de respuesta elástica especificado a continuación está definido para cualquier Grupo de Uso (ver 3.2) y movimiento sísmico (ver 1.2.2), mediante el Factor de Importancia  $\alpha$  que aparece en las fórmulas 7.6 y 7.7. El espectro de respuesta elástica para un coeficiente de amortiguamiento de 5% asociado a una componente horizontal del movimiento sísmico.

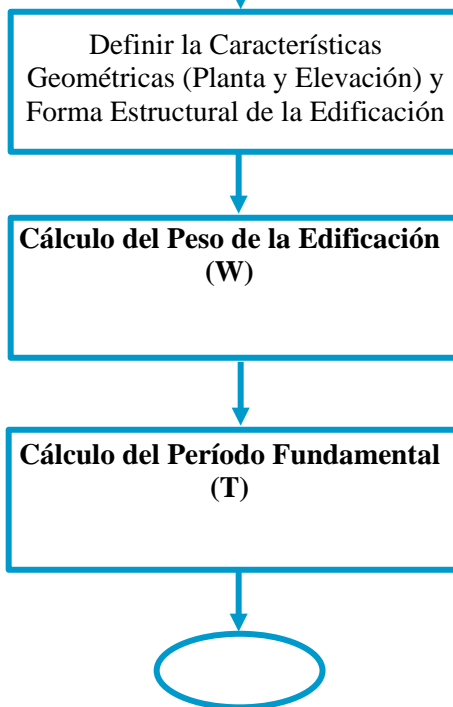


**Etapa II – Metodología de Análisis Sísmico**



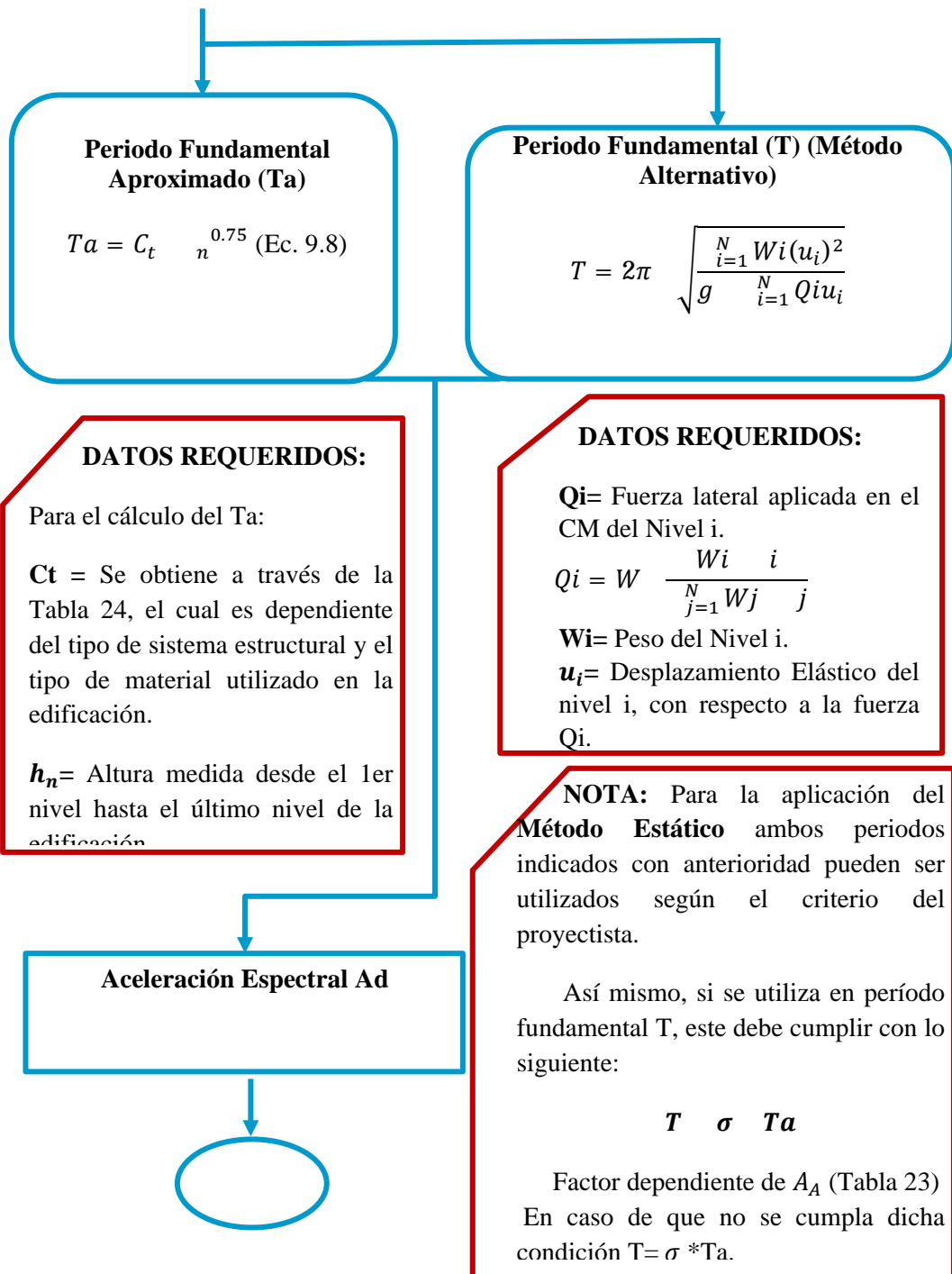


**ETAPA III – Aplicación de la Metodología de Análisis Estático**



**NOTA:** Para el cálculo de **W**, se debe realizar inicialmente los cálculos de las cargas actuantes (**Cargas permanentes y variables**) de la edificación según la norma COVENIN 2002-88.

Así mismo, se debe realizar el predimensionado de los elementos estructurales resistentes a sismos según la Norma COVENIN 1756:2001.



↓

Selección de la **Aceleración Espectral (Ad)** a través de la ordenada del espectro de diseño

↓

**Cálculo de Corte Basal**

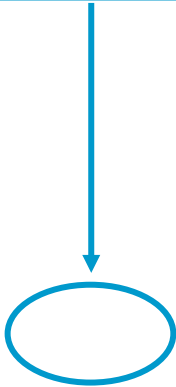
$$V_0 = \quad \times A_d \times W$$

↓

**Cálculo de Factor de Modificación de Cortantes**

$$= 1,4 \left[ \frac{N+9}{2+12} \right] \quad (9.4)$$
$$= 0,80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{T}{T_c} - 1 \right] \quad (9.5)$$

**NOTA:** Se debe seleccionar el mayor de los valores obtenidos en las ecuaciones 9.4 y 9.5 para el Factor  $\mu$ .



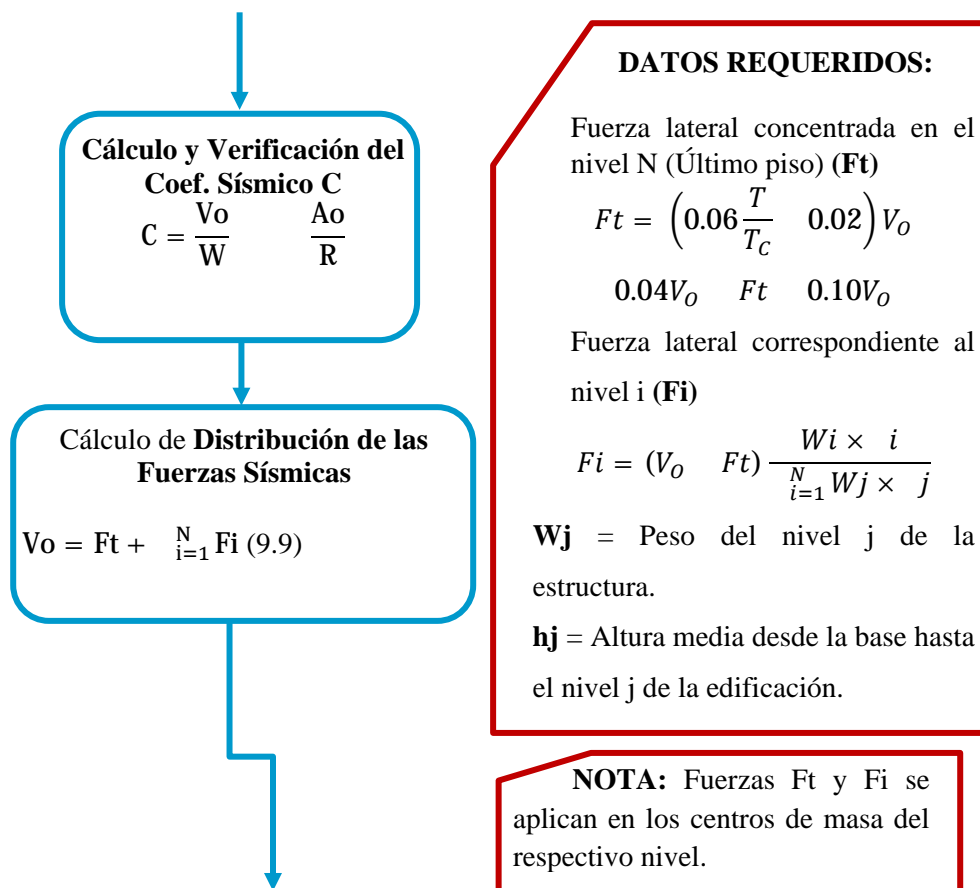
**DATOS REQUERIDOS:**

$\mu$  = Factor de modificación de cortantes

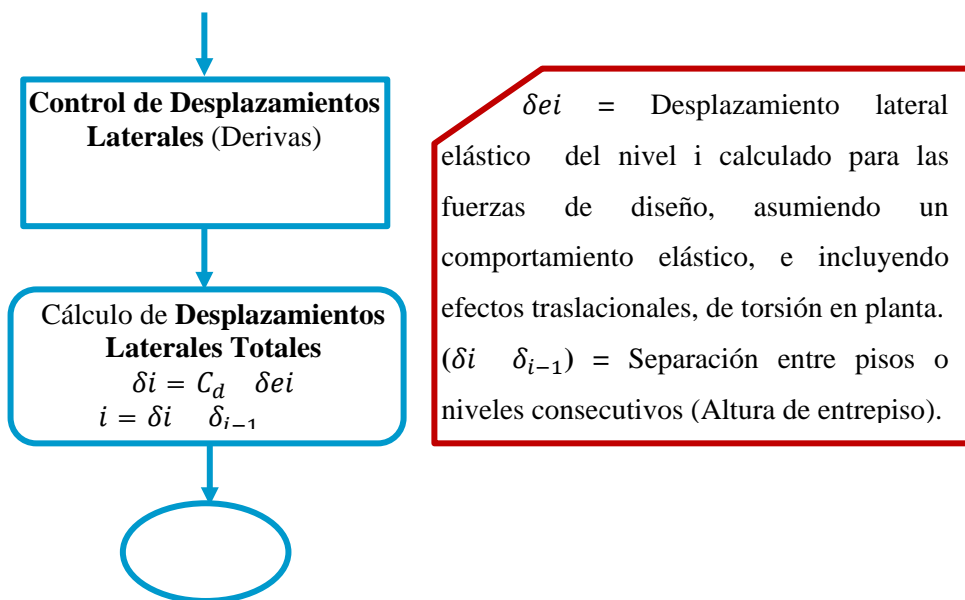
**Ad** = Aceleración espectral para el Periodo T (Ver: Cap. 7 – Sección 7.3)

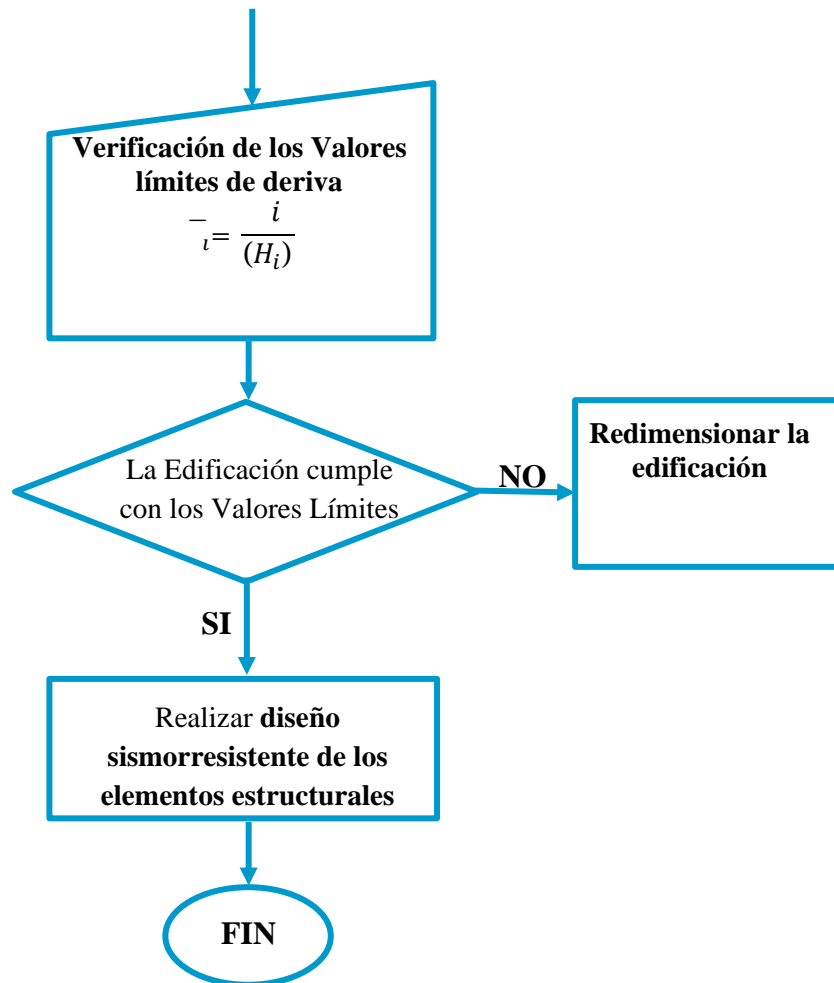
**W** = Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

**N** = Número de niveles de la Edificación.



**ETAPA IV – Verificaciones de comportamientos**





Seguidamente, a través del estudio e interpretación de las normativas sismorresistentes venezolanas, se establecieron cada uno de los parámetros sísmicos, efectos geotécnicos, clasificación de las estructuras, así como cada uno de los factores de desempeño estructural, los cuales resultan necesarios para la construcción de los espectros de diseño de cada norma estudiada.

Así mismo, para realizar estas hojas de cálculo se realizaron los siguientes pasos:

Se organizaron los parámetros sísmicos y tablas correspondientes en las normativas estudiadas, lo cual resultó fundamental para la obtención de las

respectivas hojas de cálculo en el programa EXCEL. En este sentido, las hojas de cálculo elaboradas son las siguientes:

1. Hoja de cálculo “Cálculos del Espectro Norma COVENIN 1756:2001”.
2. Hoja de cálculo “Espectro Norma COVENIN 1756:2001”.
3. Hoja de cálculo “Cálculos del Espectro Norma COVENIN 1756:2018”.
4. Hoja de cálculo “Espectro Norma COVENIN 1756:2018”.
5. Hoja de cálculo “Método Estático Equivalente” (COVENIN 1756:2001)”.
6. Hoja de cálculo “Método de Análisis Estático Elástico” (COVENIN 1756:2018)”.

#### **4.3 Elaboración de análisis comparativo de espectros de diseño sísmico propuestos por las normativas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.**

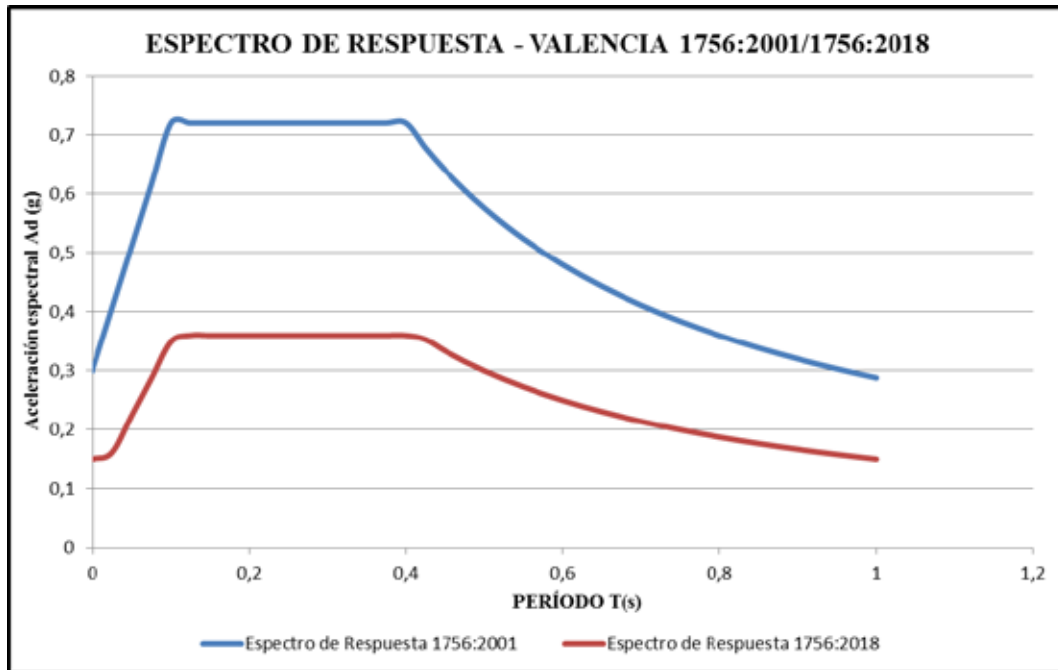
Se han determinado espectros de respuesta y de diseño para la ciudad de Valencia, ya que esta presenta una variación considerable en la aceleración horizontal del terreno ( $A_0$ ), y por otro lado se consideró la ciudad de Caracas ya que esta no tuvo variación en dicho parámetro y por lo tanto se opta para la comparación tomando en cuenta otros aspectos a variar para analizar el comportamiento de los espectros según cada normativa venezolana utilizadas para la investigación.

Por otro lado, se aplicaron aquellos parámetros cuya variación generan influencia en dichos espectros como el caso de los Grupos de uso y ocupación a los cuales están destinadas las edificaciones, seguido de la comparación de los tipos de perfiles geotécnicos propuestos por ambas normativas. Así mismo, se establecieron parámetros con igualdad en características para realizar la comparación, y variar aquellos que resultan relevantes para la evaluación de dicha investigación.

Seguidamente, se ilustran las gráficas correspondientes a la evaluación de la “Amenaza Sísmica” de la ciudad de Valencia. (Ver gráfica 1 y 2).

### 4.3.1 Caso de Amenaza Sísmica: Valencia

**Gráfica 1.** Espectro superpuesto de respuesta Elástica – Valencia COVENIN 1756:2001/COVENIN 1756:2018.

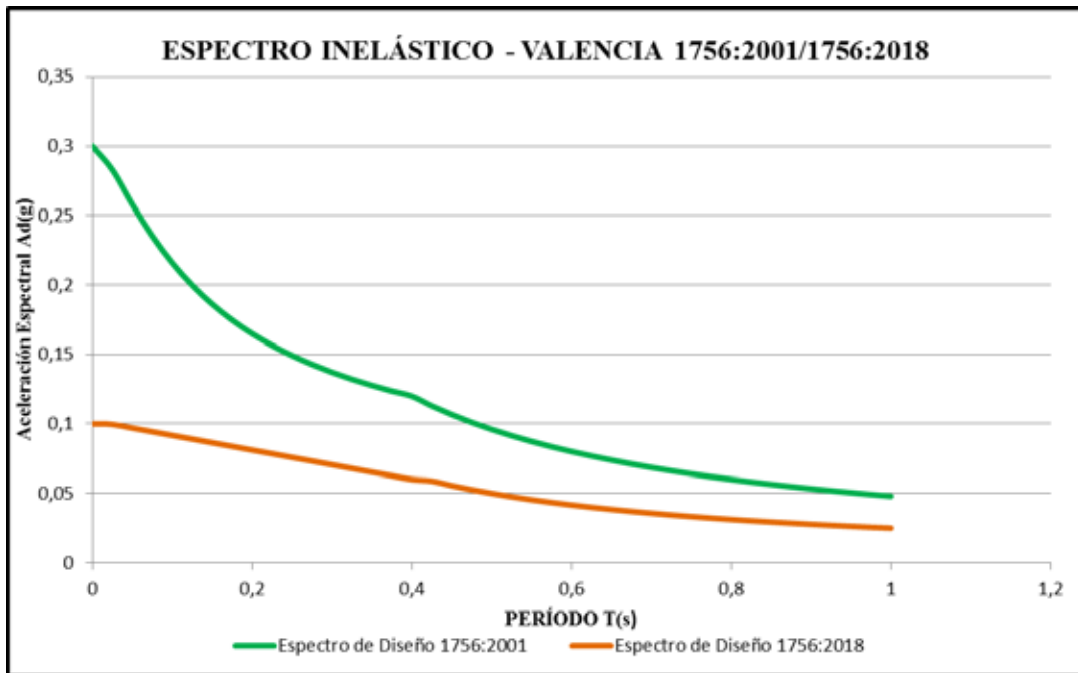


**Fuente:** Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la **Gráfica 1**, los espectros de respuesta elásticos para el caso de la ciudad de Valencia, resulta notorio que la zona de aceleraciones constantes de los espectros según cada normativa se encuentra en el mismo rango de períodos entre 0,1s y 0,4s. Así mismo, se evidencia que la zona de aceleraciones máximas son alcanzadas en dicha zona de las mesetas en los primeros 0,4s, siendo más exigente la normativa COVENIN 1756:2001 con respecto a la 1756:2018.

A su vez, en referencia al nivel de dispersión de los resultados obtenidos en los espectros, se observa que el espectro de la norma vigente, muestra aceleraciones máximas con un promedio de 50% mayores, en períodos comprendidos entre 0,1s y 0,4s, siendo esto resultado de la influencia en el cambio de la aceleración horizontal del terreno de dicha ciudad pasando de un nivel de exigencia de 0,30g a 0,15g.

**Gráfica 2.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Valencia COVENIN 1756:2001/COVENIN 1756:2018.



**Fuente:** Alvarado A. (2020).

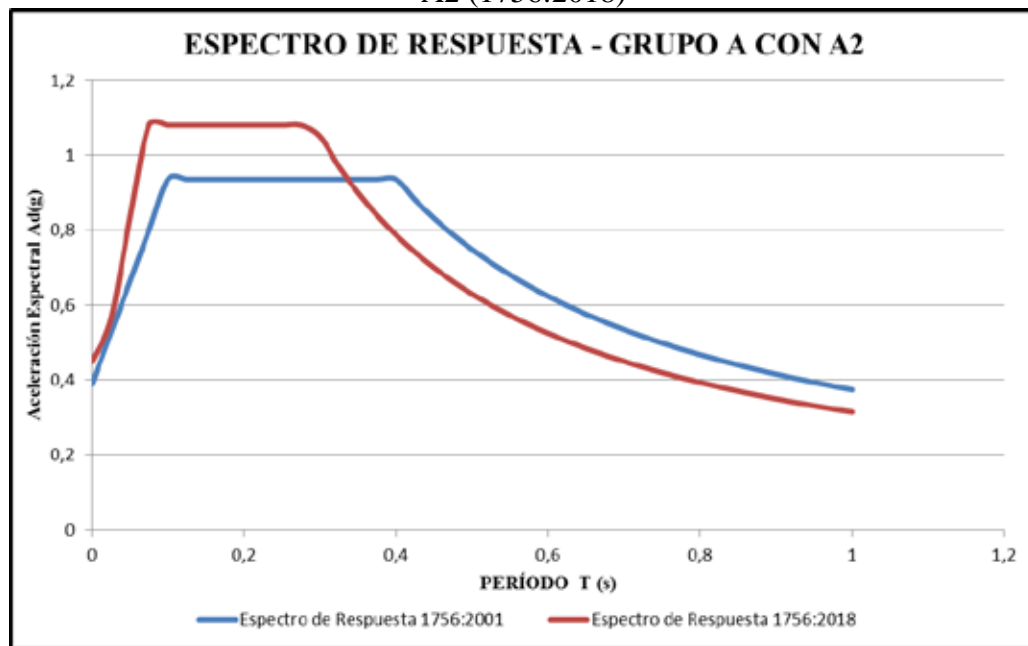
Según la **Gráfica 2**, se aprecian los espectros de diseño inelásticos según cada normativa para la ciudad de Valencia, en este sentido, debido a la amplitud de los espectros, las aceleraciones de diseño superiores se encuentran en los periodos cortos y medios, a su vez se puede observar que para períodos inferiores desde los 0s a 0.20s, la norma vigente presentó los valores de respuesta más exigentes, la cual se traduce a un 67% más con respecto a la COVENIN 1756:2018, posteriormente al rango de periodos cortos ambas normativas coinciden en el rango de aceleraciones constante en 0,4s presentando una variación del 50% siendo más rigurosa la norma 1756:2001 durante el lapso de 0s a 1s que es evidenciado en la gráfica.

Por otro lado, se presentan los casos de la variación de los grupos del uso y ocupación según las Normativas, asumiendo los grupos o definiciones comunes según cada normativa lo cual permitiera evidenciar los niveles de exigencia entre las normativas, así mismo, estableciendo aquellos parámetros igualitarios entre las

normas, considerando la Ciudad de Caracas como la zonificación sísmica de dicho análisis por presentar la misma aceleración horizontal del terreno de 0,30g. (Ver gráfica 3 y 4).

#### 4.3.2 Caso de Comparación de Grupos de Uso y Ocupación

**Gráfica 3.** Espectro superpuesto de respuesta Elástica – Grupo A (1756:2001) con A2 (1756:2018)

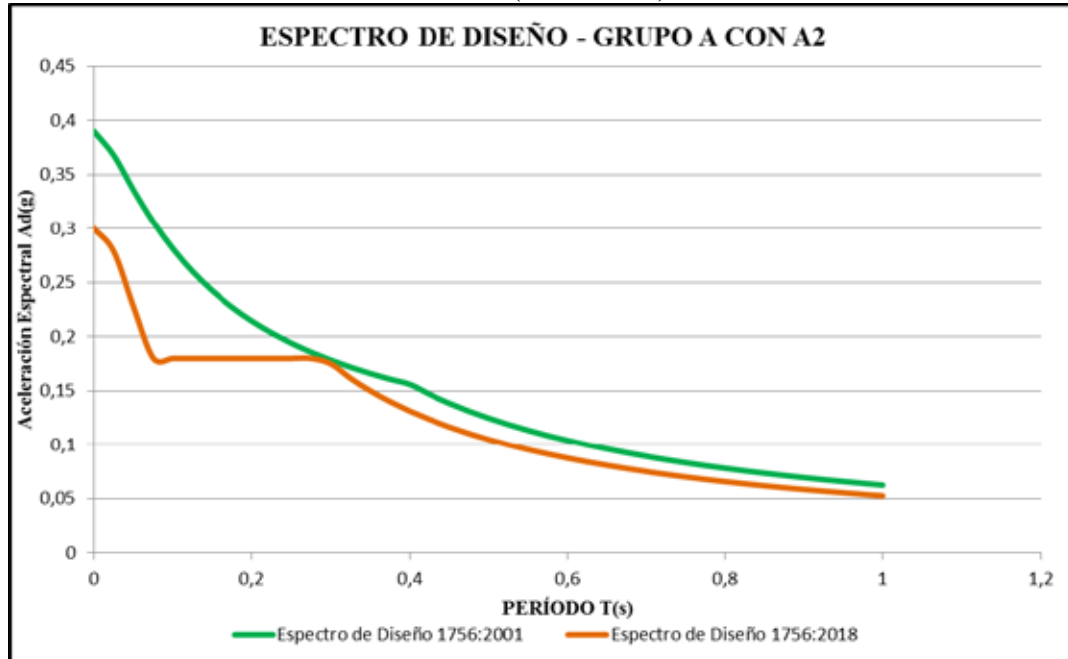


Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la **Gráfica 3**, los espectros de respuesta elásticos para el análisis del grupo A (COVENIN 1756:2001) y A2 (COVENIN 1756:2018), representan el uso de edificaciones del alto impacto, cuya falla de lugar a cuantiosa pérdida de vidas humanas, donde dicha relevancia de estas edificaciones se ve

normativa propuesta resulta ser más exigente que la norma vigente en los primeros 0,3s con un porcentaje de 26% superior a las aceleraciones espectrales de la 1756:2001, por otro lado, a partir de los 0,35s el espectro de la 1756:2018 empieza a disminuir considerablemente, tiempo en el cual la norma vigente presenta aceleraciones más elevadas con un 16% superior a la norma propuesta.

**Gráfica 4.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Grupo A (1756:2001) con A2 (1756:2018).

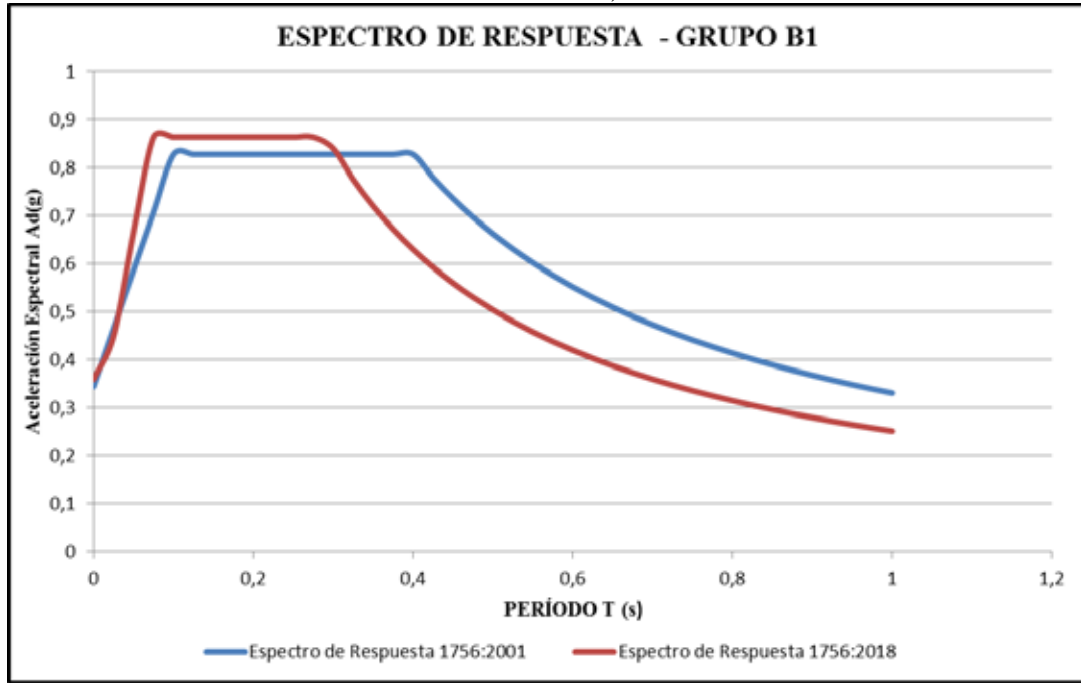


Fuente: Alvarado A. (2020).

Según la **Gráfica 4**, se observa que los espectros de diseño inelásticos según cada normativa para un grupo A (COVENIN 1756:2001) y A2 (COVENIN 1756:2018), resulta evidente la diferencia entre los espectros donde las aceleraciones de diseño superiores se encuentran en los primeros 0,3s, a su vez se puede apreciar que en periodos inferiores desde los 0s a 0,20s, la norma vigente presentó aceleraciones más exigentes, lo cual representa un 35% de aceleraciones espectrales superiores a la 1756:2018. Así mismo, a partir de los 0,5s a 1s las aceleraciones entre las normativas presentan valores similares solo teniendo un rango de diferencia del 8%.

En este sentido, se puede concluir que la norma vigente resulta ser más exigente en cuanto a los valores obtenidos de aceleraciones que la norma propuesta.

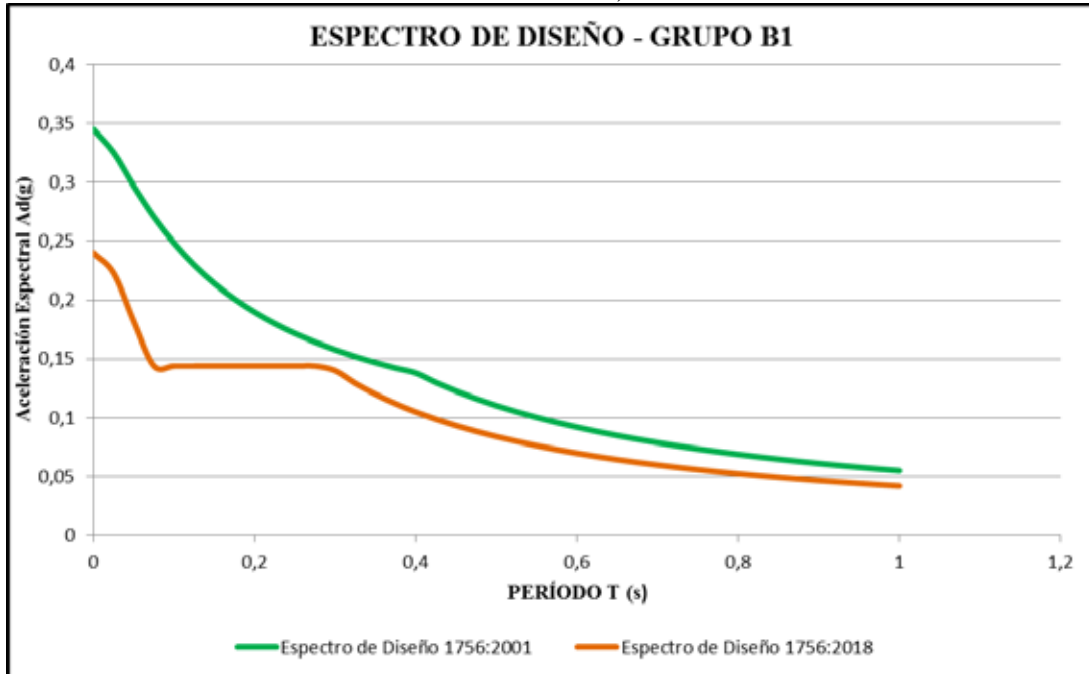
**Gráfica 5.** Espectro superpuesto de respuesta Elástica – Grupo B1 (1756:2001 y 1756:2018)



Fuente: Alvarado A. (2020).

En la **Gráfica 5**, los espectros de respuesta elásticos para el análisis del grupo A y A2, representan el uso de edificaciones esenciales, de uso público o privado, según esto, se puede observar que la normativa propuesta resulta ser más exigente que la 1756:2001 en los primeros 0,3s, donde su valor más elevado de aceleraciones espectrales superiores con respecto a la norma vigente presenta un porcentaje de 18%, así mismo, posterior a los 0,1s las aceleraciones resultantes por ambas normas poseen valores similares teniendo una dispersión del 5%, por otro lado, a partir de los 0,35s el espectro de vigente presenta aceleraciones más elevadas con un 23% superiores a la 1756:2018.

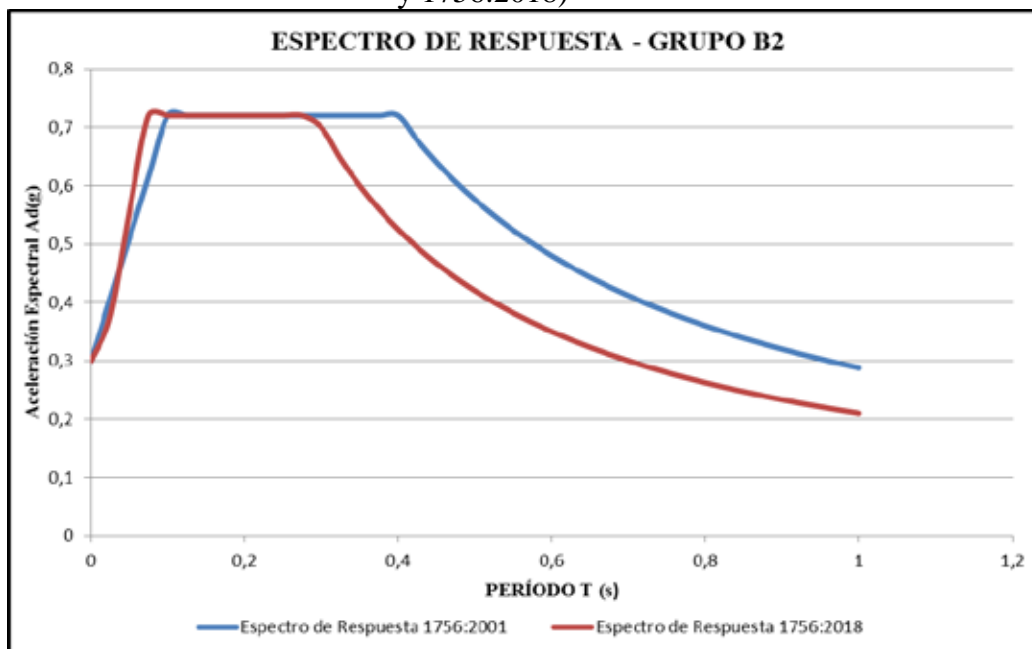
**Gráfica 6.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Grupo B1 (1756:2001 y 1756:2018).



**Fuente:** Alvarado A. (2020).

Según la **Gráfica 6**, se observa que los espectros de diseño inelásticos según cada normativa para un grupo B1, es evidente la diferencia entre los espectros donde las aceleraciones de diseño superiores se encuentran en los primeros 0,3s, a su vez se puede observar que para periodos inferiores desde los 0s a 0,20s, la norma vigente presentó los valores de aceleraciones más exigentes, los cuales se representan en un promedio del 30% de aceleraciones espectrales superiores a la COVENIN 1756:2018, así mismo, se puede apreciar que a partir de los 0,5s a 1s las aceleraciones entre las normativas presentan valores similares solo teniendo un rango de diferencia del 11%.

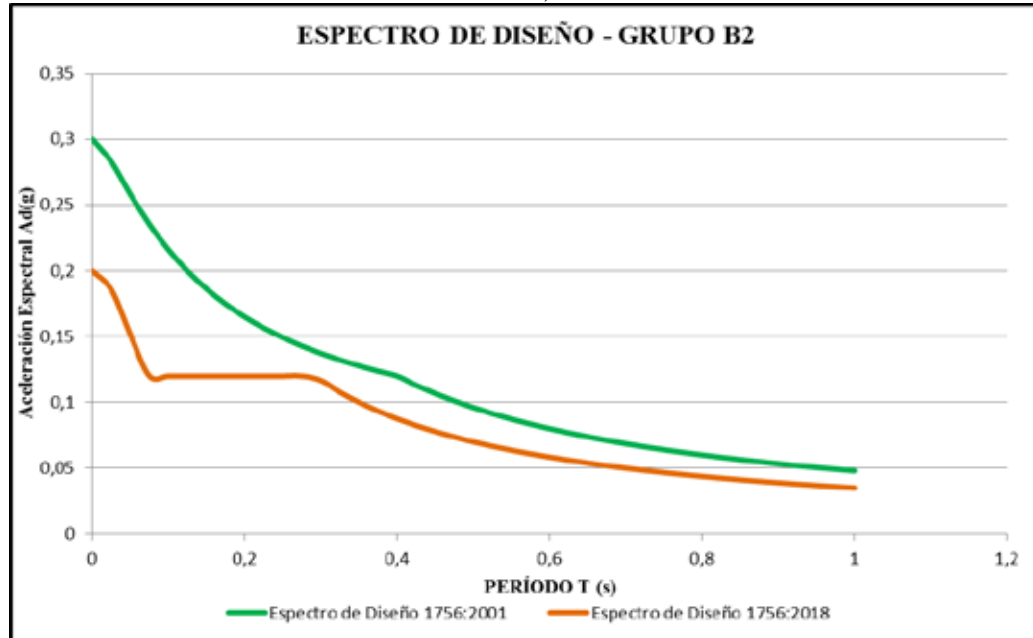
**Gráfica 7.** Espectro superpuesto de respuesta Elástica – Grupo B2 (1756:2001 y 1756:2018)



**Fuente:** Alvarado A. (2020).

En la **Gráfica 7**, se puede visualizar que los espectros de respuesta elásticos para el análisis del grupo B2 (para ambas normativas), el cual representa el uso de edificaciones de uso público o privado con baja ocupación, en este sentido, se puede observar que la norma vigente en relación con la 1756:2018 presentan 0% de diferencia con respecto a los valores de aceleración espectral desarrolladas en la zona de la meseta (zona de aceleraciones constantes), desde el rango de 0,1s a 0,3s, posteriormente la normativa 1756:2001 logra ser más exigente que la 1756:2018 ya que esta desarrolla su rama de aceleraciones constantes por más tiempo que la norma antes mencionada, donde su valor más elevado de aceleraciones espectrales superiores a esta, es de 27%.

**Gráfica 8.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Grupo B2 (1756:2001 y 1756:2018).



Fuente: Alvarado A. (2020).

Según la **Gráfica 8**, se observa que los espectros de diseño inelásticos según cada normativa para un grupo B2, en cuanto al comportamiento de los espectros, estos resultan tener características similares con respecto a las gráficas anteriores como el caso del grupo A y B1, solo que este se ve aún más reducido en los valores de aceleración por poseer una importancia menor.

Así mismo, resulta evidente la diferencia entre los espectros donde las aceleraciones de diseño superiores se encuentran en los primeros 0,3s, a su vez se puede observar que para periodos inferiores desde los 0s a 0,20s, la norma vigente presento los valores de aceleraciones más exigentes, los cuales se representan en un promedio del 40% de aceleraciones espectrales superiores a la propuesta de norma, así mismo, se puede apreciar que a partir de los 0,5s a 1s las aceleraciones entre las normativas presentan valores similares solo teniendo un rango de diferencia del 15%.

Finalmente, de acuerdo con el análisis realizado según los grupos de uso propuestos por ambas normativas se puede concluir que en los espectros de respuesta

elásticos la norma propuesta resulta ser más exigente en relación con la 1756:2001 con un promedio del 15% de aceleraciones espectrales superiores en los primeros 0,3s, a su vez, respecto a los espectro de diseño inelásticos la norma vigente alcanza aceleraciones de diseño más elevadas, representando en promedio para todos los grupos de uso un 24% superior en todas sus ramas del espectro con respecto a la 1756:2018.

En este orden de ideas, en la investigación se desarrollaron comparaciones de acuerdo a los tipos de suelos o perfiles geotécnicos propuestos por las normativas venezolanas estudiadas, considerando de igual forma la ciudad de Caracas como la zonificación sísmica por las características mencionadas con anterioridad y a su vez una profundidad al basamento rocoso de 30 m. Por otro lado, según lo establecido por la norma COVENIN 1756:2018 sobre la caracterización de los perfiles geotécnicos establece entre otros aspectos una condición topográfica (representada por un rango de Leve, Moderado o Severo), el cual se representa según la zona estudiada, es por ello que en dicho análisis comparativo, se tomara en consideración la variación de dicho parámetro y observar las variaciones en el resultado de los espectros.

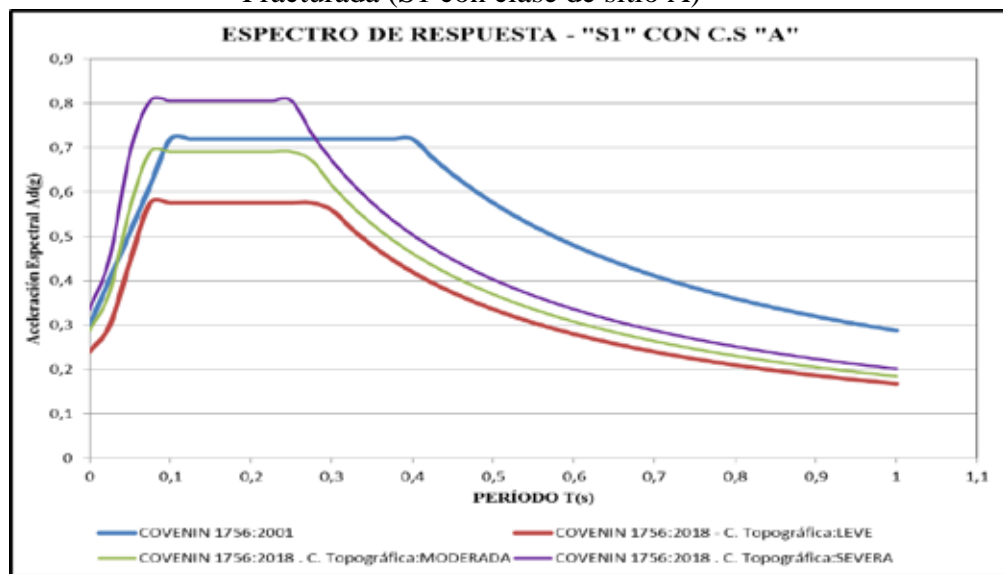
Seguidamente, se ilustraran los respectivos espectros de diseño y respuesta correspondientes a los tipos de suelos estudiados.

En este sentido, el caso de los espectros de respuesta elástica para un tipo de suelo de roca sana o fracturada (**Ver Gráfica 9**), resulta evidente que debido a las condiciones topográficas consideradas influyen notablemente en el alcance de aceleraciones espectrales que son desarrolladas en el caso de la COVENIN 1756:2018 para una condición topográfica severa, cuyo resultado da en promedio un 10% de aceleraciones superiores en los primeros 0,3s en relación con la 1756:2001, por otro lado con respecto a las condición menos exigente (Leve y moderada), la norma vigente presenta un 40% de aceleraciones superiores para el caso de una condición “Leve”. Así mismo ambas normativas para una condición moderada desarrollan aceleraciones similares para un periodo entre 0s y 0,3s con una diferencia de 4%.

Por otro lado, la amplitud de las curvas espectrales disminuye considerablemente posterior a los 0,3s para el caso de la 1756:2018, volviéndose más exigente la norma 1756:2001 ya que su período de aceleraciones constantes permanece hasta los 0,4s generando un 35% de aceleraciones espectrales mayores.

#### 4.3.3 Caso de Comparación de Perfiles Geotécnicos

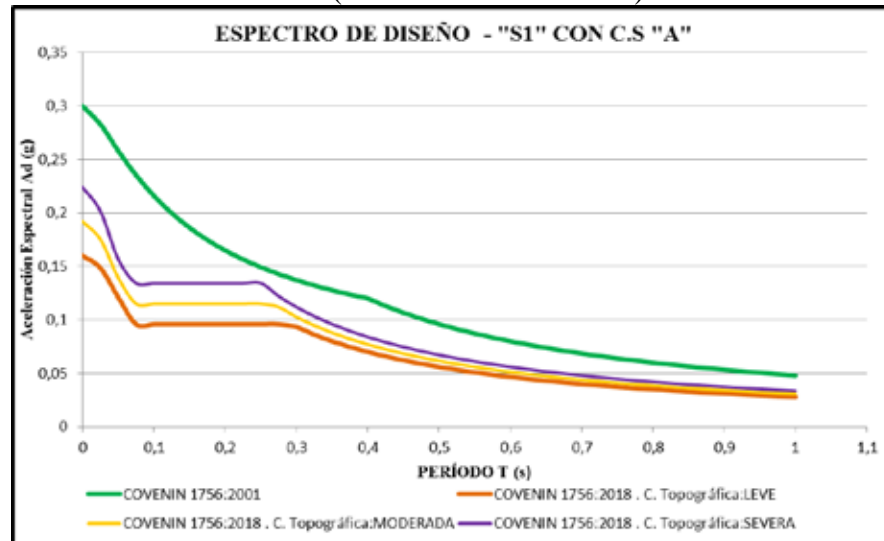
**Gráfica 9.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio A)



Fuente: Alvarado A. (2020).

Seguidamente, al ser analizada la **Gráfica 10**, el comportamiento de los espectros inelásticos para suelos de roca sana o fracturada, se evidencia una amplitud importante en cuanto a la forma de las curvas espectrales presentadas por la norma COVENIN 1756:2001, en donde la zona de aceleraciones constantes o meseta se representa de manera insignificante ya que esta desaparece del espectro, generando que el espectro se visualice con 2 ramas cuyo comportamiento ocasiona que nunca este en su etapa de aceleraciones constantes, todo esto causado por las condiciones geotécnicas y los parámetros sísmicos considerados.

**Gráfica 10.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástico – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio A)



Fuente: Alvarado A. (2020).

Así mismo, debido a la condición geotécnica evaluada, el factor de corrección

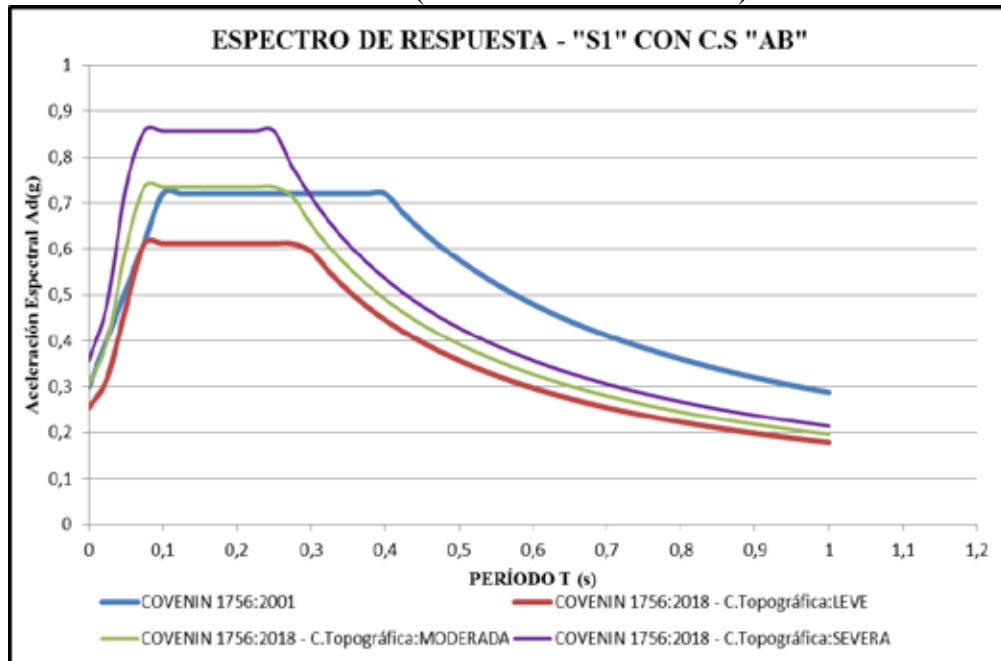
valor igual a 1.00, lo cual ocasiona un aumento considerable en las aceleraciones de diseño desarrolladas en el espectro para periodos cortos.

En este sentido, se puede observar que la norma vigente presenta aceleraciones mayores a lo largo del desarrollo del espectro, representando en promedio un 35% de aceleraciones espectrales superiores, con respecto a las 3 condiciones topográficas consideradas.

En este sentido, de acuerdo con la **Gráfica 11**, resulta evidente que debido a las condiciones topográficas consideradas influyen notablemente en el alcance de aceleraciones espectrales que son desarrolladas en el caso de la norma COVENIN 1756:2018 para una condición topográfica severa, cuyo resultado da en promedio un 15% de aceleraciones superiores en los primeros 0,3s en relación con la 1756:2001, por otro lado con respecto a las condición menos exigente (Leve y moderada), la norma vigente presenta un 40% de aceleraciones superiores para el caso de una

condición “Leve”. Así mismo ambas normativas para una condición moderada desarrollan aceleraciones equivalentes para un periodo entre 0s y 0,3s con una diferencia de 2%.

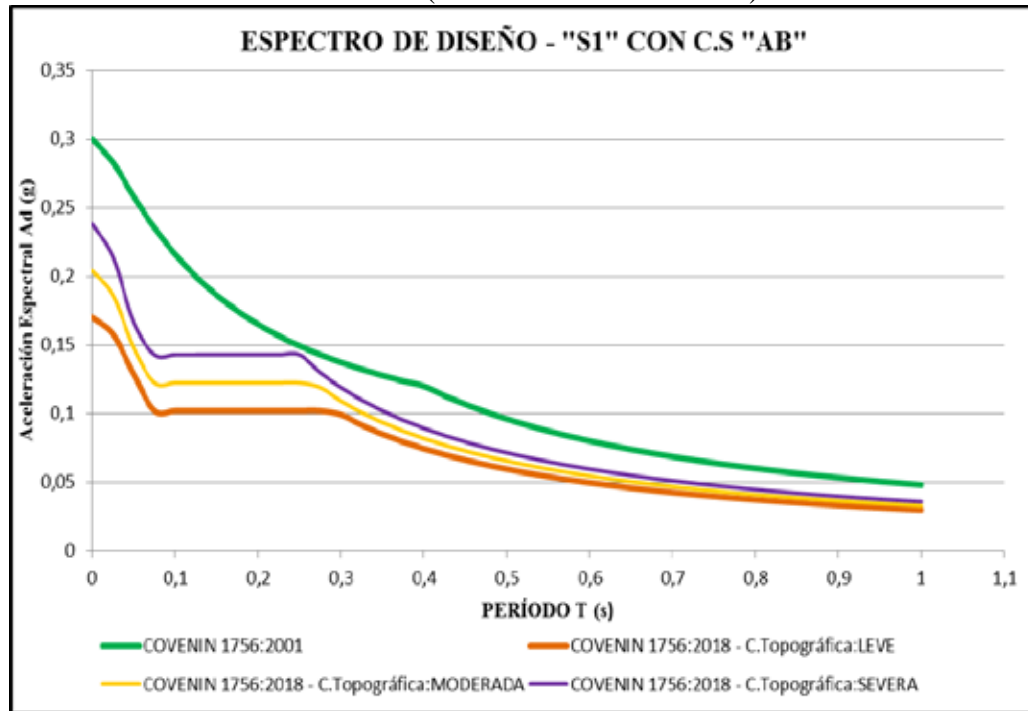
**Gráfica 11.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio AB)



Fuente: Alvarado A. (2020).

Por otro lado, la amplitud de las curvas espectrales disminuye considerablemente posterior a los 0,3s para el caso de la COVENIN 1756:2018, volviéndose más exigente la norma 1756:2001 ya que su período de aceleraciones constantes permanece hasta los 0,4s generando un 30% de aceleraciones espectrales mayores.

**Gráfica 12.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio AB).

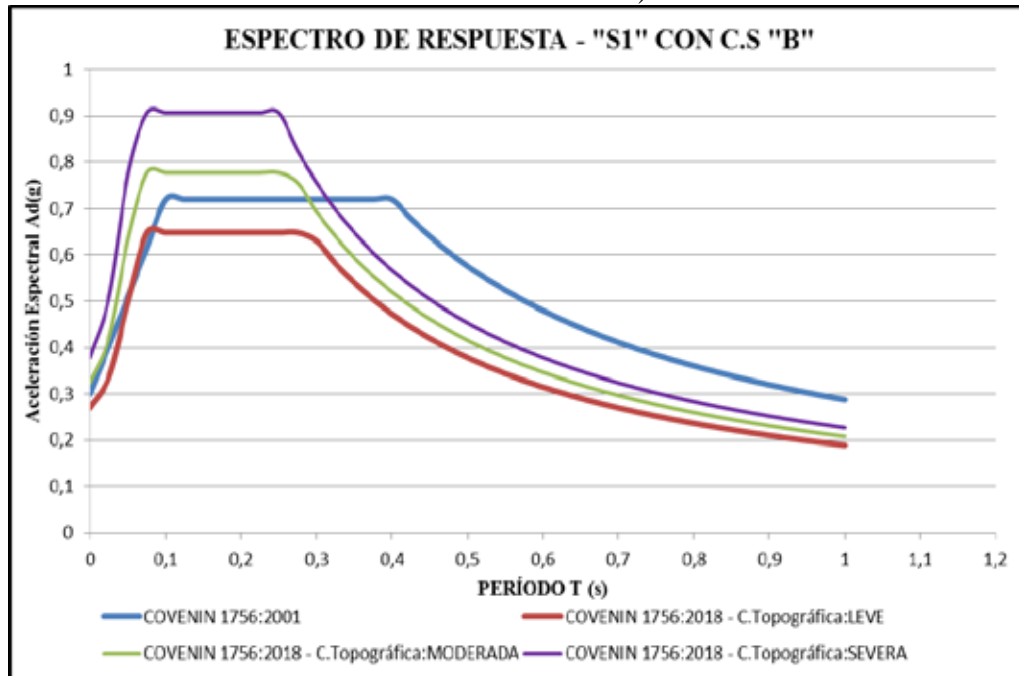


Fuente: Alvarado A. (2020).

Al ser analizada la **Gráfica 12**, se puede observar que los espectros presentan características similares con respecto al análisis realizado con una clase de sitio “A”, donde la norma COVENIN 1756:2001 desarrolla notablemente aceleraciones mayores en los primeros 0,25s con un promedio de 43% en relación con la 1756:2018, tomando en cuenta las tres condiciones topográficas propuestas por dicha norma.

Así mismo, según el comportamiento de los espectros, en las ramas descendientes para el caso de la norma propuesta desarrolla características y aceleraciones cuya diferencia resulta mínima para las tres condiciones evaluadas, presentando una diferencia de 25% de aceleraciones inferiores a la 1756:2001 a lo largo de los períodos comprendidos entre 0,5s y 1s.

**Gráfica 13.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio B)

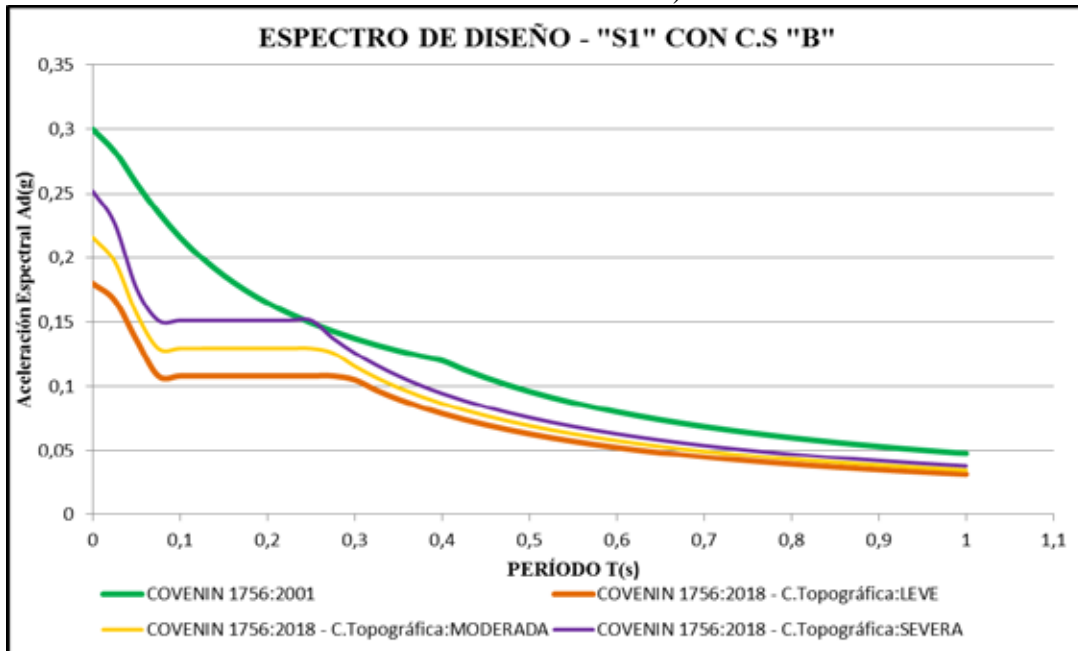


Fuente: Alvarado A. (2020).

Según la **Gráfica 13**, se puede observar que debido a las condiciones topográficas consideradas influyen notablemente en el alcance de aceleraciones espectrales que son desarrolladas en el caso de la norma propuesta, donde progresivamente al variar las clases de sitio a un tipo de roca menos dura y con presencia de menor fracturación dicha normativa desarrolla aceleraciones más elevadas con respecto a la norma vigente para una condición topográfica severa, y a su vez el espectro para una condición moderada supera con un 7% de aceleraciones superiores a la COVENIN 1756:2001 desarrollado en los primeros 0,3s.

Por otro lado, la amplitud de las curvas espectrales disminuye considerablemente posterior a los 0,3s para el caso de la COVENIN 1756:2018, volviéndose más exigente la norma 1756:2001 ya que su período de aceleraciones constantes permanece hasta los 0,4s generando un 27% de aceleraciones espectrales mayores.

**Gráfica 14.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio B).

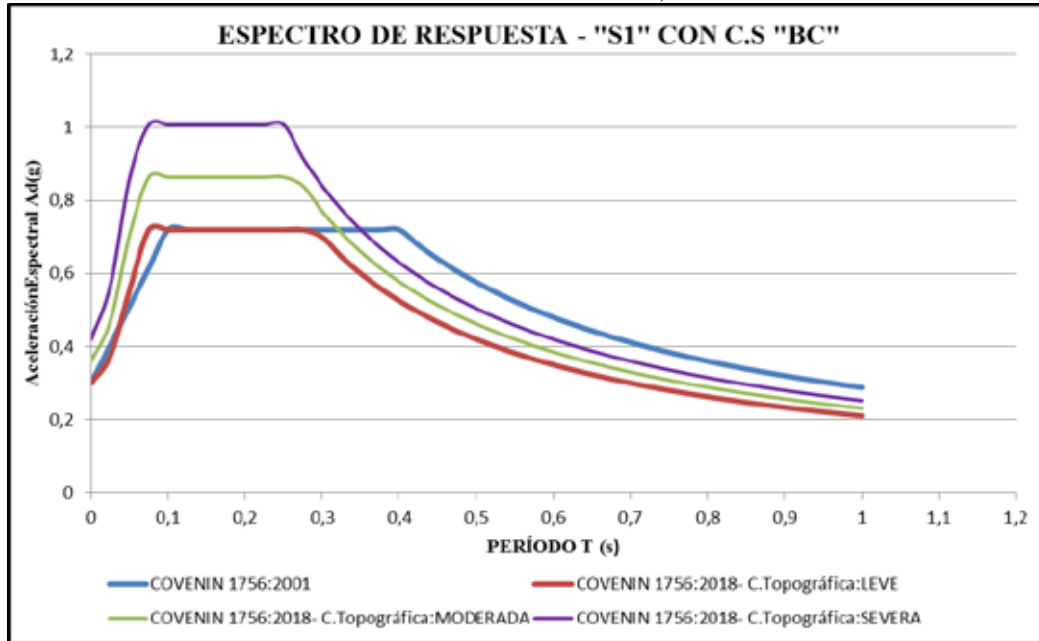


Fuente: Alvarado A. (2020).

Al ser analizada la **Gráfica 14**, se puede visualizar que los espectros presentan características similares según su forma en relación con una clase de sitio “AB y A”, donde la norma COVENIN 1756:2001 desarrolla notablemente aceleraciones mayores en los primeros 0,20s con un promedio de 40% en relación con la 1756:2018, tomando en cuenta las tres condiciones topográficas propuestas por dicha norma.

Así mismo, es importante resaltar que a los 0,25s ambas normativas presentan el mismo valor de aceleraciones espectrales para una condición topográfica severa (En el caso de la COVENIN 1756:2018). Por otro lado según el comportamiento de los espectros, en las ramas descendientes para el caso de la norma propuesta desarrolla características y aceleraciones cuya diferencia resulta baja para las tres condiciones evaluadas, presentando una diferencia de 23% de aceleraciones inferiores que la norma vigente a lo largo de los períodos comprendidos entre 0,5s y 1s.

**Gráfica 15.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio BC)



Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la **Gráfica 15**, resulta notorio que la propuesta de norma resulta ser más exigente considerando sus tres condiciones topográficas, tomando en cuenta que la clase de sitio BC representa suelos cuyas características se encuentra entre una roca dura y blanda, donde se evidencia el aumento las aceleraciones espectrales a diferencia de ser trabajada con una roca muy dura o fracturada.

Así mismo, debido a las condiciones topográficas consideradas influyen notablemente en desarrollo de las aceleraciones espectrales que son desarrolladas por la norma propuesta para una condición topográfica severa, cuyo resultado da en promedio un 28% de aceleraciones superiores en los primeros 0,3s en relación con la 1756:2001, por otro lado con respecto a las condición menos exigente (Leve y moderada), la norma vigente presenta 0% de diferencia para una condición topográfica leve y un 17% tratándose de condiciones moderadas.

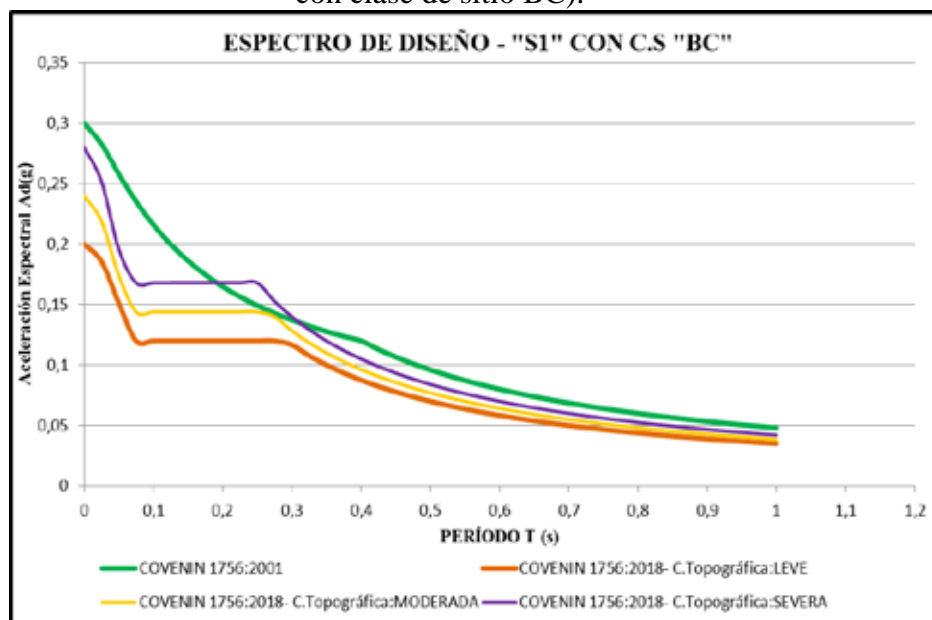
Por otro lado, la amplitud de las curvas espectrales disminuye considerablemente posterior a los 0,3s para el caso de la norma propuesta,

volviéndose un poco más exigente la norma 1756:2001 ya que su período de aceleraciones constantes permanece hasta los 0,4s generando un 7% de aceleraciones espectrales mayores.

En este sentido, según la **Gráfica 16**, se puede observar que los espectros de diseño de la norma vigente desarrolla aceleraciones similares a las desarrolladas por la COVENIN 1756:2018, con un porcentaje de aceleraciones superiores de 25% en los primeros 0,20s, así mismo resulta importante destacar que para una condición topográfica severa la norma 1756:2018 predomina en cuanto a sus valores de aceleraciones en relación con la 1756:2001, donde desarrolla un 14% de aceleraciones espectrales superiores.

Así mismo, según el comportamiento de los espectros, en las ramas descendientes para el caso de la norma propuesta desarrolla características y aceleraciones cuya diferencia resulta mínima para las tres condiciones evaluadas, presentando una diferencia de 4% de aceleraciones inferiores a la 1756:2001 a lo largo de los períodos comprendidos entre 0,5s y 1s.

**Gráfica 16.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio BC).



Fuente: Alvarado A. (2020).

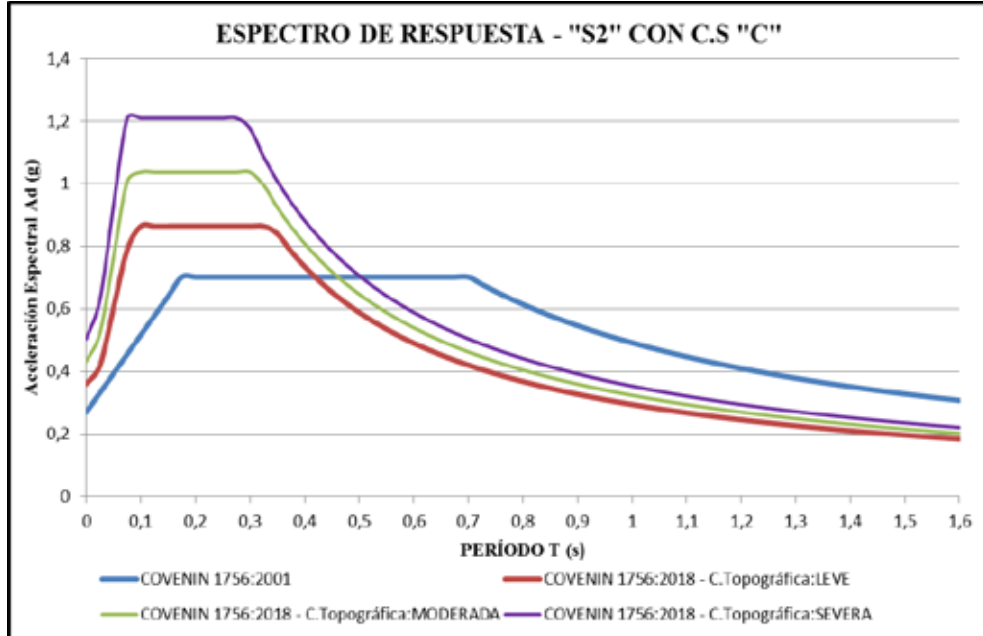
Seguidamente, según la **Gráfica 17**, considerando un tipo de roca blanda (S2) con una clase de sitio C, se puede observar que las aceleraciones espectrales que son desarrolladas en el caso de la norma propuesta, son notablemente superiores a las resultantes de la norma vigente lo cual es generado a su vez por la influencia de trabajar con una clase de sitio de un tipo de roca dura a una blanda su nivel de exigencia resulta ser más elevado, donde en el caso de una condición topográfica severa presenta un 42% de aceleraciones espectrales superiores con respecto a la COVENIN 1756:2001, así mismo el espectro para una condición moderada supera con un 18% de aceleraciones superiores a la norma vigente desarrollado en los primeros 0,3s.

Por otro lado, de acuerdo con el comportamiento de los espectros de la COVENIN 1756:2018 presenta una zona de aceleraciones constantes bastante reducida en relación con la observada en el espectro de la norma vigente, donde la extensión de la meseta representa el doble de la desarrollada por la otra normativa, donde a los 0,45s la norma vigente continua con su zona de aceleraciones constantes y supera los valores de aceleración desarrollados por la 1756:2018 para sus tres condiciones topográficas evaluadas.

Así mismo, en la **Gráfica 18**, se plantea la comparación de un tipo de roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos, en donde se consideró S2 para el caso de la norma vigente y a su vez este se comparó con tres espectros inelásticos para una sola clase de sitio, establecidos para los tres tipos de condiciones topográficas.

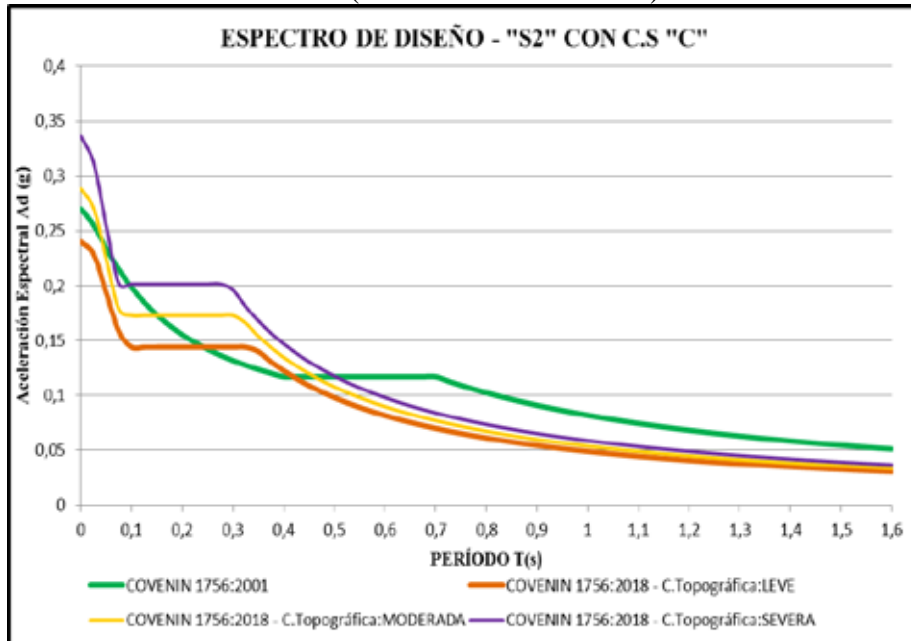
En este orden de ideas, se puede visualizar que el comportamiento de los espectros para el caso de la norma propuesta se caracterizan por tener la misma forma con una zona de aceleraciones constantes que se desarrolla a partir de los 0,1s hasta los 0,3s, a diferencia de la norma 1756:2001 donde la meseta resulta ser más extensa que la desarrollada por la otra normativa a partir de los 0,4s hasta los 0,7s, así mismo las aceleraciones desarrolladas por la 1756:2018 presenta valores superiores con un promedio de 22%.

**Gráfica 17.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca blanda o meteorizada (S2 con clase de sitio C)



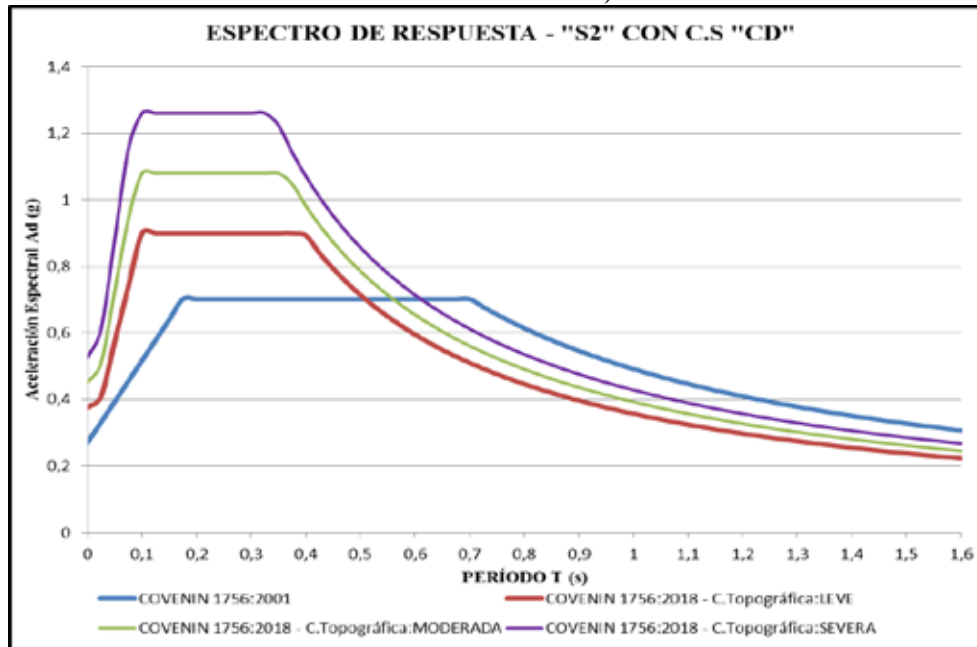
Fuente: Alvarado A. (2020).

**Gráfica 18.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca blanda o meteorizada (S2 con clase de sitio C).



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Gráfica 19.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Roca dura o densa (S2 con clase de sitio CD)

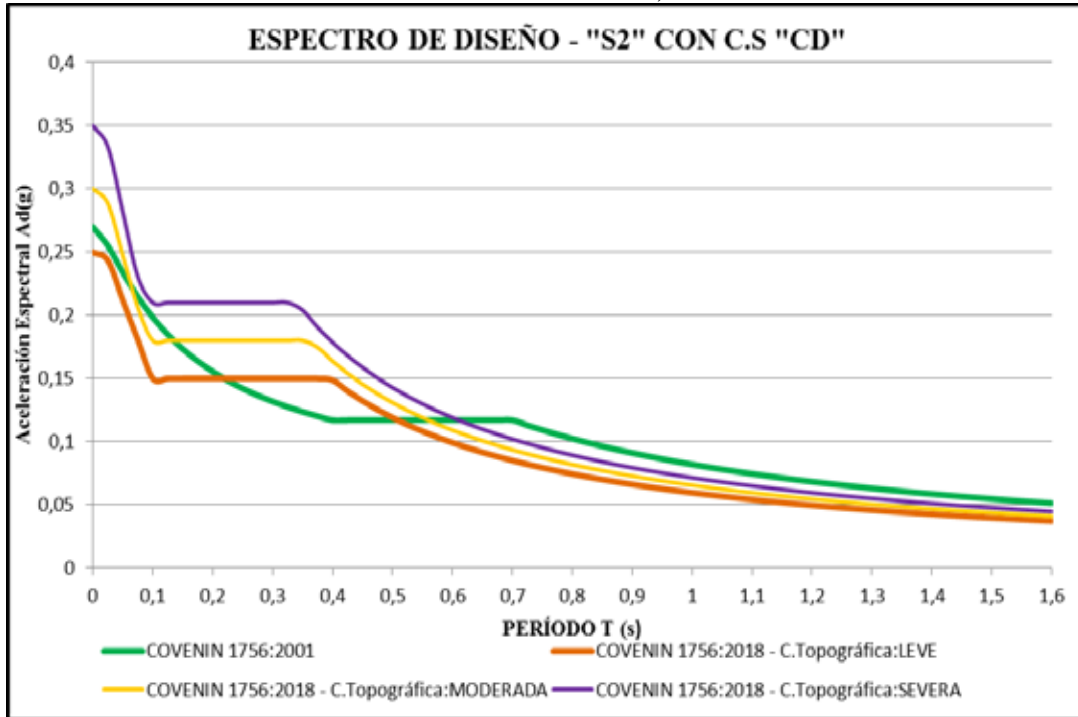


Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la **Gráfica 19**, considerando un tipo de roca densa (S2) con una clase de sitio CD, se puede observar que las aceleraciones espectrales desarrolladas en el caso de la norma propuesta, son notablemente superiores a las presentadas por la norma vigente, donde en el caso de una condición topográfica severa presenta un 44% de aceleraciones espectrales superiores con respecto a la norma vigente, así mismo el espectro para una condición moderada supera con un 35% de aceleraciones superiores a la vigente norma desarrollado en los primeros 0,4s.

Por otro lado, de acuerdo con el comportamiento de los espectros de la norma propuesta presenta una zona de aceleraciones constantes bastante reducida en relación con la observada en la 1756:2001, donde la extensión de la meseta representa el doble de la desarrollada por la otra normativa, desde los 0,2s a 0,7s donde a partir de los 0,45s y supera los valores de aceleración desarrollados por la 1756:2018 para sus tres condiciones topográficas evaluadas.

**Gráfica 20.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Roca dura o densa (S2 con clase de sitio CD).

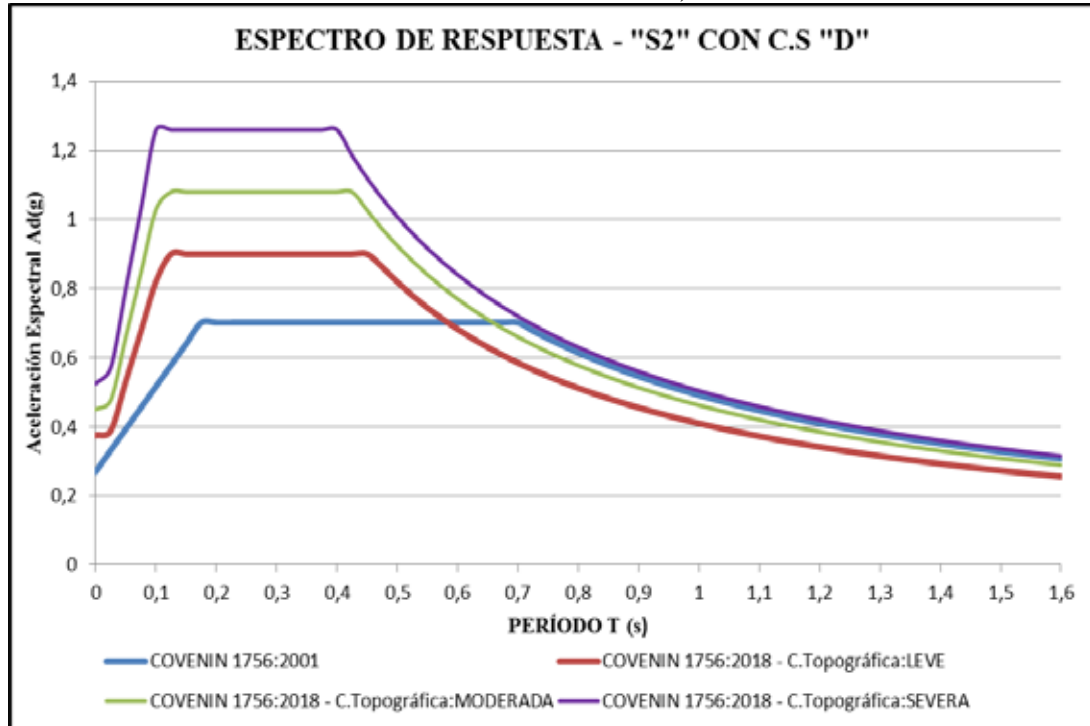


Fuente: Alvarado A. (2020).

En la **Gráfica 20**, se puede visualizar para el caso de los espectros de diseño inelásticos es notorio que para una clase de sitio CD y una condición topográfica severa la normativa propuesta presenta aceleraciones más elevadas con respecto a la norma vigente, donde presenta en promedio un 20% de aceleraciones superiores.

Por otro lado, se puede observar que el comportamiento de los espectros para el caso de la norma propuesta se caracterizan por tener la misma forma con una zona de aceleraciones constantes que se desarrolla a partir de los 0,1s hasta los 0,35s (para el caso de una condición topográfica moderada y severa), así mismo para el caso de la condición topográfica leve desarrolla un periodo de aceleraciones constantes por período más prolongado hasta los 0,4s, a diferencia de la norma 1756:2001 donde la meseta resulta se genera a partir de los 0,4s hasta los 0,7s, donde permanece con un 5% de aceleraciones mayores a la 1756:2018.

**Gráfica 21.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica –Suelos duros o densos (S2 con clase de sitio D)



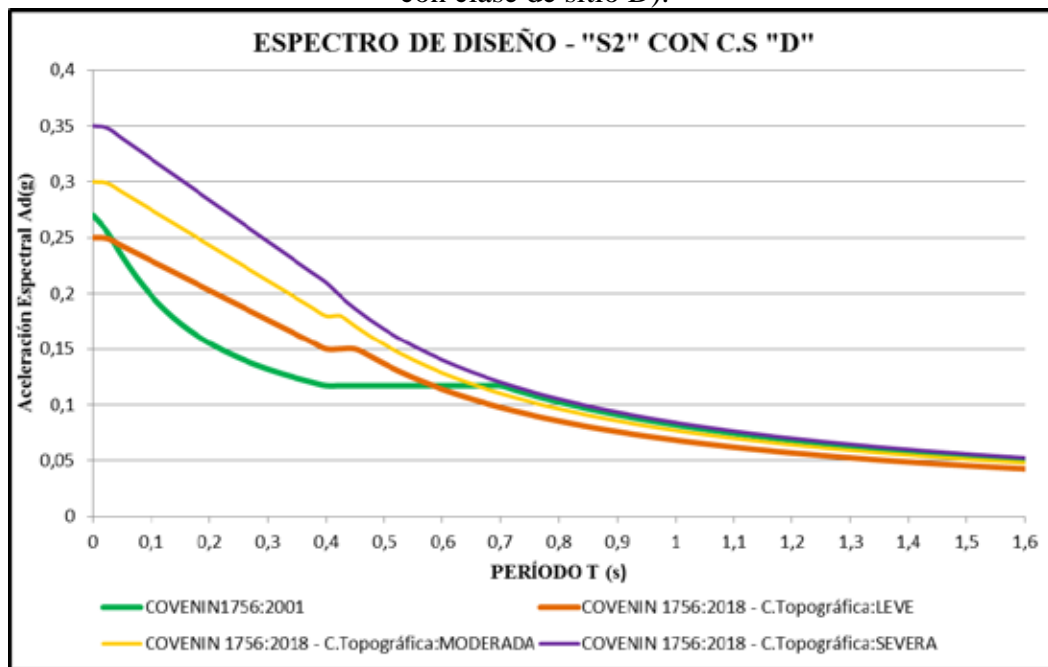
Fuente: Alvarado A. (2020).

Al analizar el comportamiento de los espectros de respuesta elástica para suelos blandos o roca meteorizada, se evidencia un cambio importante en cuanto a la forma que presenta el espectro de la propuesta de norma, donde esta alcanza aceleraciones espectrales que superan en un promedio desde 22% a 44% para los tres casos de las condiciones topográficas evaluadas en relación con la norma sismorresistente vigente.

Por otro lado, resulta importante destacar el comportamiento de los espectros de la COVENIN 1756:2018, donde estos desarrollan una zona de aceleraciones constantes en períodos bastante reducidos en relación con la observada en la 1756:2001, cuya extensión de la meseta es desarrollada en períodos comprendidos entre 0,2s y 0,7s, a pesar de esto, la propuesta de norma para el caso de una condición topográfica severa presenta aceleraciones superiores a la norma vigente en todas las ramas del espectros, mientras que para un condición moderada y leve esta normativa

supera a partir de los 0,5s a 0,7s las aceleraciones alcanzadas por dichas condiciones con un promedio de 5% a 11%.

**Gráfica 22.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Suelos duros o densos (S2 con clase de sitio D).



Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la **Gráfica 22**, el comportamiento de los espectros de diseño inelásticos evidencian un cambio importante en cuanto a la forma que presentan los espectros de la norma propuesta, donde para las distintas condiciones topográficas la zona de aceleraciones constantes o meseta reduce progresivamente a medida que su grado de severidad aumenta, destacando que para los 3 casos se trabaja con la misma profundidad al basamento rocoso de 30m, generando así un espectro de 2 ramas para el caso de la condición severa cuyo comportamiento se vuelve similar al de una función continua, a su vez los espectros según la condición moderada y leve presentan una meseta cuya extensión se encuentra entre los 0,4s a 0,45s (moderada) y de 0,4s a 0,425s (leve).

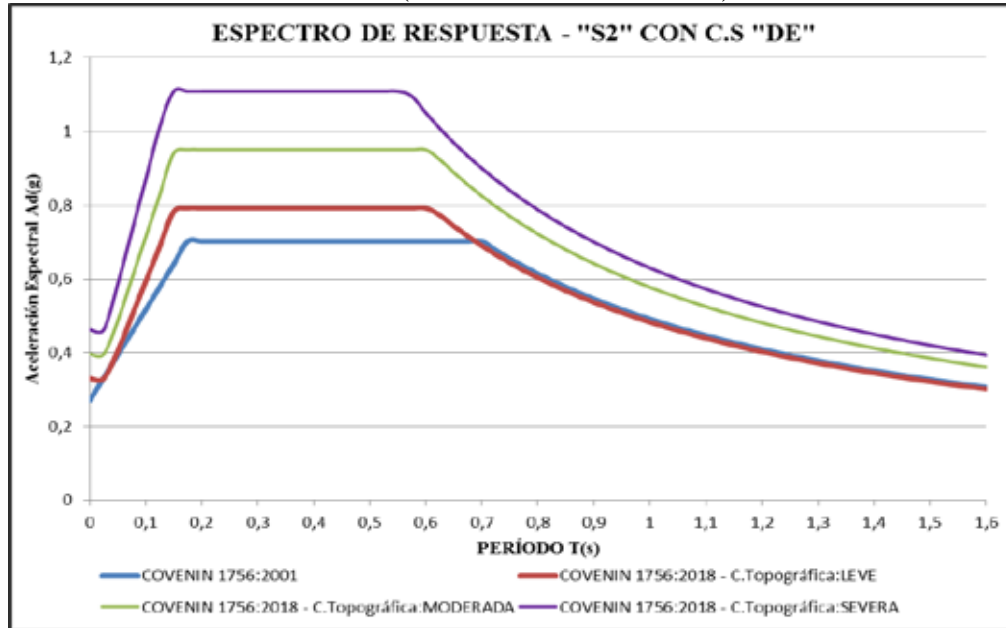
En este sentido, de acuerdo con las variaciones presentadas entre las normativas, destaca que la 1756:2018 supera en un promedio de 16% a 44% de

aceleraciones espectrales superiores a la norma vigente, así mismo en la rama de períodos largos ambas normativas desarrollan aceleraciones cuyos valores presentan diferencias mínimas, alrededor de 10% para una condición leve, 5% para una condición moderada y 0% para la mayor severidad.

Seguidamente, de acuerdo con la **Gráfica 23**, al analizar el comportamiento de los espectros de respuesta elástica para suelos firmes/medio densos con una clase de sitio DE, es notorio que la normativa COVENIN 1756:2018 supera en cada uno de los casos estudiados al espectro de la norma vigente, donde en su condición más severa desarrolla aceleraciones espectrales que alcanzan el 37% más que las resultantes del espectro de la 1756:2001, así mismo, para las condiciones moderadas y leve dichas aceleraciones superan en un promedio desde 11% hasta 26% a la norma vigente.

En este sentido, resulta importante destacar el comportamiento de los espectros de la norma propuesta, donde estos desarrollan una zona de aceleraciones constantes en períodos más extensos en comparación con las desarrolladas para casos anteriores como una clase de sitio D o CD, donde la meseta se encontraban bastante reducidas en relación con las observadas en la 1756:2001, así mismo, en el caso analizado dicha zona de aceleraciones constantes se asemeja a la desarrollada en la normativa vigente, a pesar de esto, la propuesta de norma para el caso de una condición topográfica severa y moderada presenta aceleraciones superiores a la 1756:2001 en todas las ramas de los espectros, mientras que para un condición leve esta normativa presenta diferencias mínimas que se encuentran alrededor de un 2% de variación entre las aceleraciones alcanzadas por ambas normas.

**Gráfica 23.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Suelos Firmes/Medio densos (S2 con clase de sitio DE)

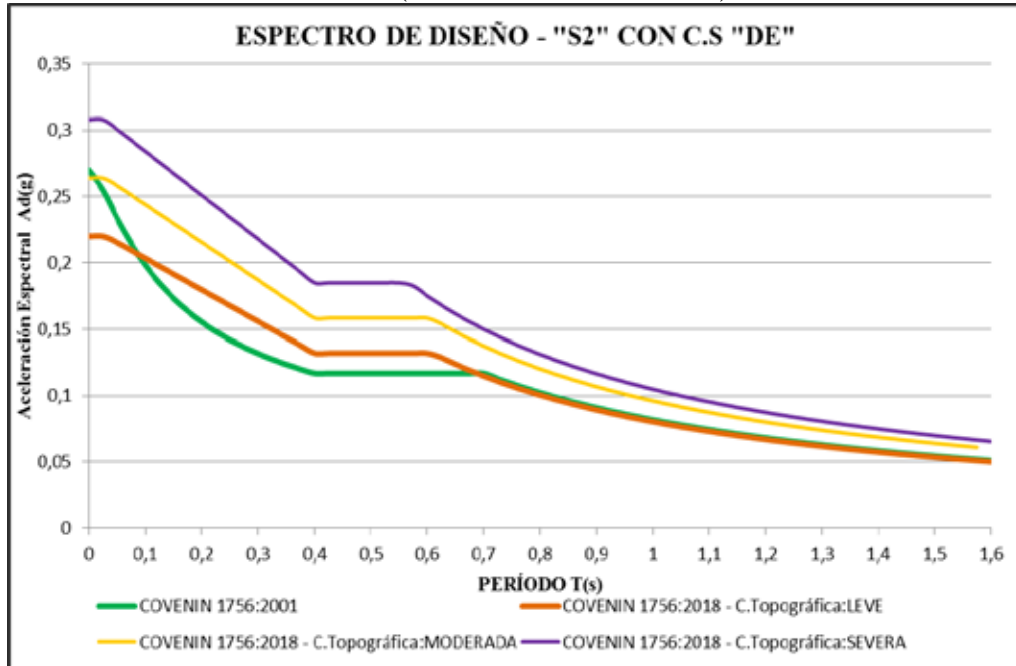


Fuente: Alvarado A. (2020).

Posteriormente, en el caso de los espectros de diseño inelásticos para suelos firmes/ medio densos (Ver Gráfica 24), es notorio que para una clase de sitio DE y las tres condiciones topográficas evaluadas en la normativa propuesta presenta aceleraciones más elevadas con respecto a la norma vigente, donde desarrolla en promedio desde 11% a 35% de aceleraciones superiores.

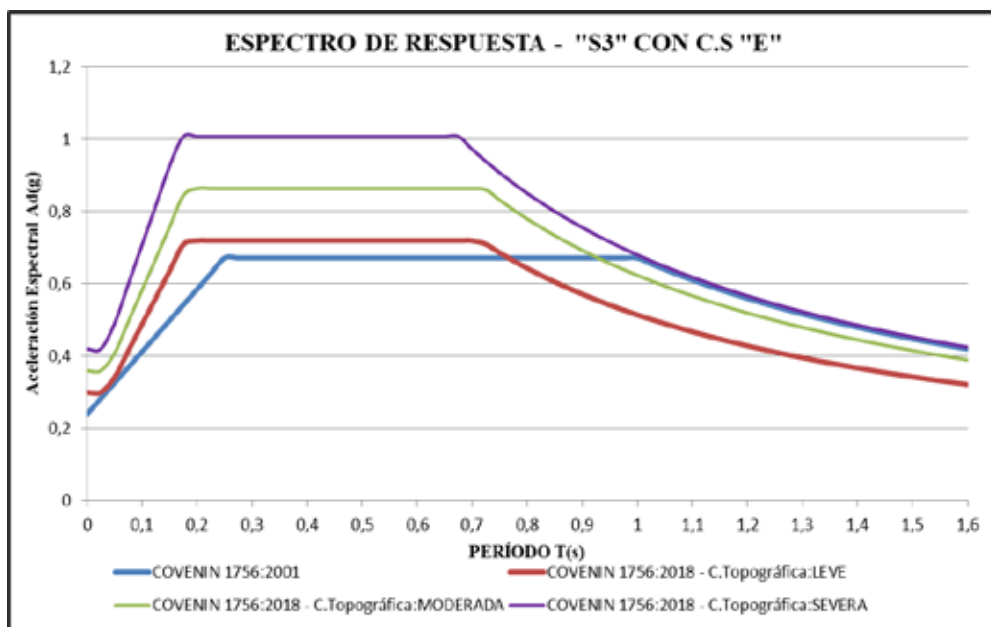
En este sentido, se puede visualizar que el comportamiento de los espectros para el caso de la norma propuesta se caracterizan por tener la misma forma con una zona de aceleraciones constantes que se desarrolla a partir de los 0,4s hasta los 0,6s (para el caso de una condición topográfica moderada y leve), así mismo para el caso de la condición topográfica severa desarrolla un periodo de aceleraciones constantes por período menos prolongado, a diferencia de la norma 1756:2001 donde la meseta resulta se genera a partir de los 0,4s hasta los 0,7s, donde desarrolla aceleraciones equivalentes al espectro de una condición leve.

**Gráfica 24.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Suelos Firmes/Medio densos (S2 con clase de sitio DE).



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Gráfica 25.** Espectro superpuesto de Respuesta Elástica – Suelos Blandos/ Suelos (S3 con clase de sitio E)



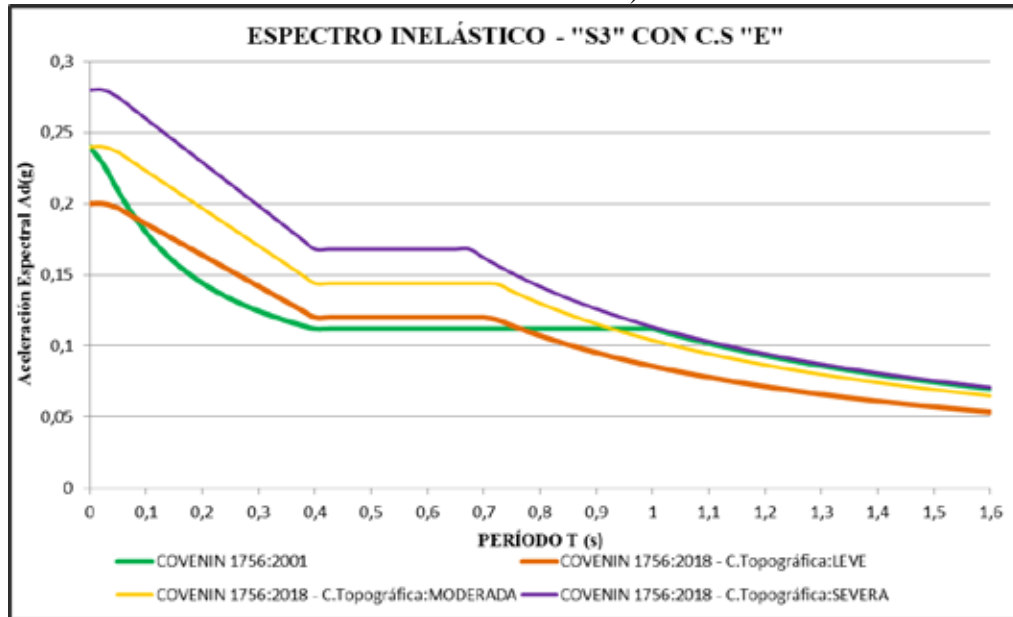
Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la **Gráfica 25**, al analizar el comportamiento de los espectros de respuesta elástica para suelos blandos/sueltos (S3) con una clase de sitio E, es notorio que la normativa COVENIN 1756:2018 supera en cada uno de los casos estudiados al espectro de la norma vigente para períodos menores a 0,7s, donde en su condición más severa desarrolla aceleraciones espectrales que alcanzan el 33% más que las resultantes del espectro de la 1756:2001, así mismo, para las condiciones moderadas y leve dichas aceleraciones superan en un promedio desde 7% hasta 22% a la norma vigente.

En este sentido, resulta importante destacar el comportamiento de los espectros de la norma propuesta, donde estos desarrollan una zona de aceleraciones constantes en períodos más extensos en comparación con las desarrolladas para casos anteriores como una clase de sitio DE, a pesar de esto, la propuesta de norma para el caso de una condición topográfica severa presenta aceleraciones superiores a la 1756:2001 en todas las ramas de los espectros, por otro lado para el caso de una condición topográfica moderada y leve la normativa 1756:2001 supera las aceleraciones espectrales alcanzadas por los espectros mencionado anteriormente a partir de los 0,8s a 0,9s con un 7% a 23% de diferencia.

Así mismo, resulta importante destacar que para una clase de sitio E y una profundidad al basamento rocoso de 30m la norma vigente pasa de trabajar con una forma espectral de S2 a S3 por lo tanto se evidencia dicho cambio en la amplitud o aumento de las curvas espectrales desarrolladas por dicha norma, a pesar que la normativa 1756:2018 resulte ser más exigente, la 1756:2001 para periodos largos supera a dicha normativa para los casos de condiciones topográficas menos severas (leve y moderada), a diferencia de trabajar con S2 donde la norma propuesta superaba en todas sus ramas a la norma vigente.

**Gráfica 26.** Espectro superpuesto de Diseño Inelástica – Suelos Blandos/ Suelos (S3 con clase de sitio E).



Fuente: Alvarado A. (2020).

Posteriormente, en el caso de los espectros de diseño inelásticos para suelos firmes/ medio densos (**Ver Gráfica 26**), es notorio que para una clase de sitio E y las tres condiciones topográficas evaluadas en la normativa propuesta presenta aceleraciones más elevadas para periodos menores 0,7s con respecto a la norma vigente, donde desarrolla en promedio desde 7% a 33% de aceleraciones superiores.

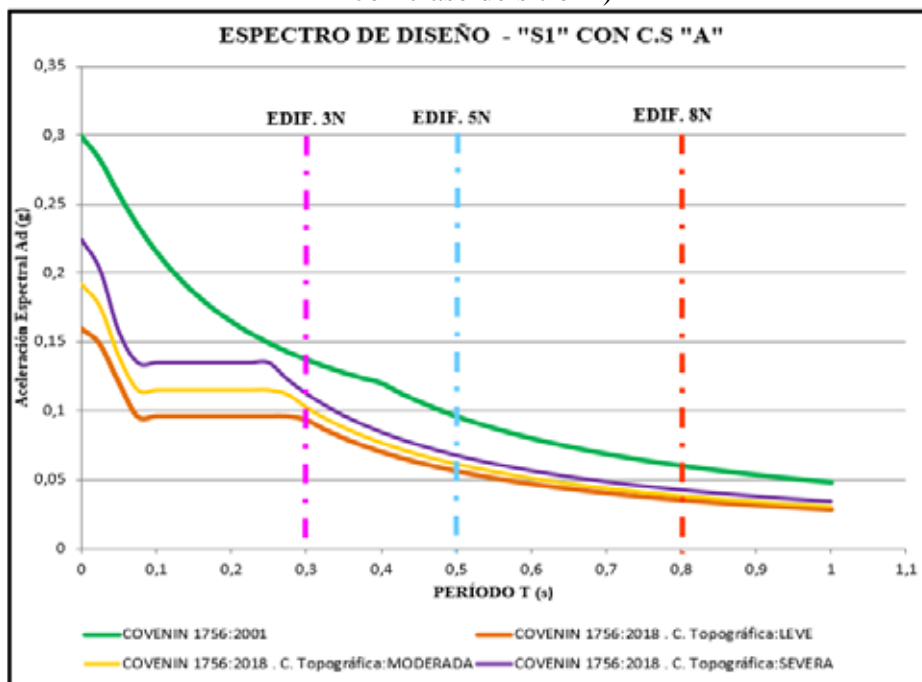
En este sentido, se puede visualizar que el comportamiento de los espectros para el caso de la norma propuesta se caracterizan por tener la misma forma con una zona de aceleraciones constantes que se desarrolla a partir de los 0,4s hasta los 0,7s (para el caso de una condición topográfica moderada y leve), así mismo para el caso de la condición topográfica severa desarrolla un periodo de aceleraciones constantes por período menos prolongado, a diferencia de la norma vigente donde la meseta resulta se genera a partir de los 0,4s hasta los 1s, donde desarrolla aceleraciones equivalentes al espectro de una condición severa, y superiores a las condiciones moderadas y leves.

Finalmente, posterior a lo anteriormente expuesto para cada caso de los perfiles geotécnicos propuestos por ambas normativas es apreciable que para la norma vigente los casos de suelos rocosos (S1 con clases de sitio A, AB, B) en los espectros de respuesta y diseño, esta resulta ser más exigente que la normativa propuesta, exceptuando el caso del análisis realizado para una condición topográfica severa donde para los primeros 0,4s presentado para las primeras clases de sitio esta superaba las aceleraciones espectrales de la normativa 1756:2001.

Por otro lado, a partir de la evaluación para una clase de sitio BC la normativa propuesta llevo a tener alcances más elevados que la normativa vigente en el caso de los espectros de respuesta elásticos a diferencia de los espectros de diseño inelásticos donde a partir de una clase de sitio C y una forma espectral S2 la normativa 1756:2018 empieza a superar en los tres casos de condiciones topográficas las aceleraciones espectrales resultantes de la norma vigente, hasta una Clase de Sitio DE donde de acuerdo con las características y factores propuestos por la norma 1756:2018 en cada uno de sus casos logra superar notablemente a la COVENIN 1756:2001.

Posteriormente, se realizó una comparación para edificios de 3, 5 y 8 niveles con un período de  $N/10$  en los distintos tipos de suelos. En el caso de los espectros inelásticos para un tipo de roca sana o fracturada, según la **Gráfica 27**, se observa que en todos los edificios evaluados para los tres casos de condiciones topográficas con profundidad del lecho rocoso igual a 30m, las edificaciones de 3 niveles mantienen constante los porcentajes de diferencias de las aceleraciones espectrales, exceptuando el caso de la norma 1756:2001 que resulta ser más exigente que la norma propuesta por un 18% a 32% de aceleraciones de diseño superiores a la 1756:2018.

**Gráfica 27.** Respuesta espectral en edificaciones– Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio A)

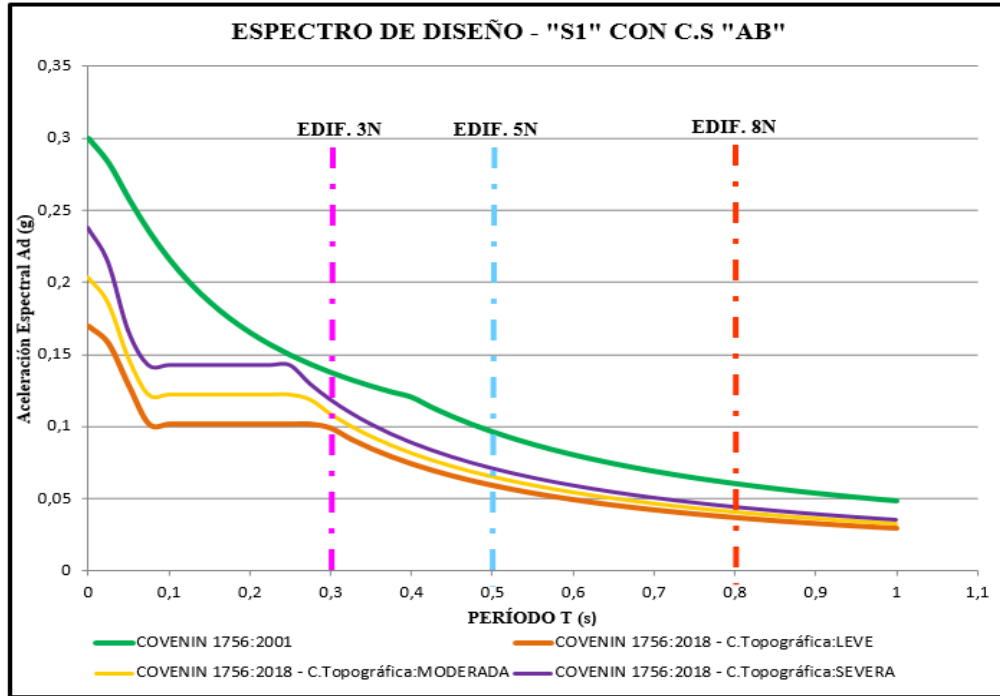


Fuente: Alvarado A. (2020).

Así mismo, en el caso de las edificaciones de 5 niveles y 8 niveles ocurre algo similar, donde los porcentajes de diferencia entre las aceleraciones espectrales se mantienen constantes (para la COVENIN 1756:2018), con valores de aceleración equivalentes pero menores a las desarrolladas por la norma 1756:2001, presentando un 30% de mayor exigencia en el caso de edificaciones de 5 a 8 niveles.

Así mismo, de acuerdo con la **Gráfica 28**, evaluada para una clase de sitio AB se observa que en todos los edificios evaluados para los tres casos de condiciones topográficas con profundidad al basamento rocoso igual a 30m, las edificaciones de 3 niveles mantienen constante los porcentajes de diferencias de las aceleraciones espectrales, exceptuando el caso de la norma 1756:2001 que resulta ser más exigente que la norma propuesta por un 13% a 28% de aceleraciones de diseño superiores a la 1756:2018.

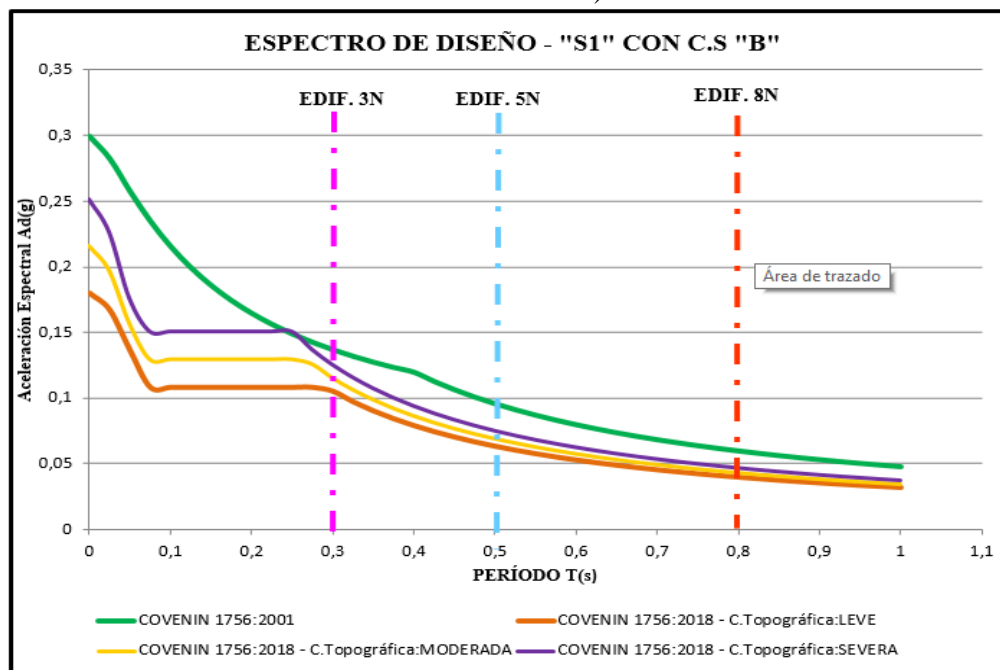
**Gráfica 28.** Respuesta espectral en edificaciones– Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio AB)



**Fuente:** Alvarado A. (2020).

Por otro lado, en el caso de las edificaciones de 5 niveles y 8 niveles ocurre algo similar, donde los porcentajes de diferencia entre las aceleraciones espectrales se mantienen constantes en el caso de la 1756:2018, con valores de aceleración equivalentes pero menores a las desarrolladas por la norma 1756:2001, presentando un 25% de mayor exigencia en el caso de edificaciones de 5 a 8 niveles.

**Gráfica 29.** Respuesta espectral en edificaciones– Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio B)



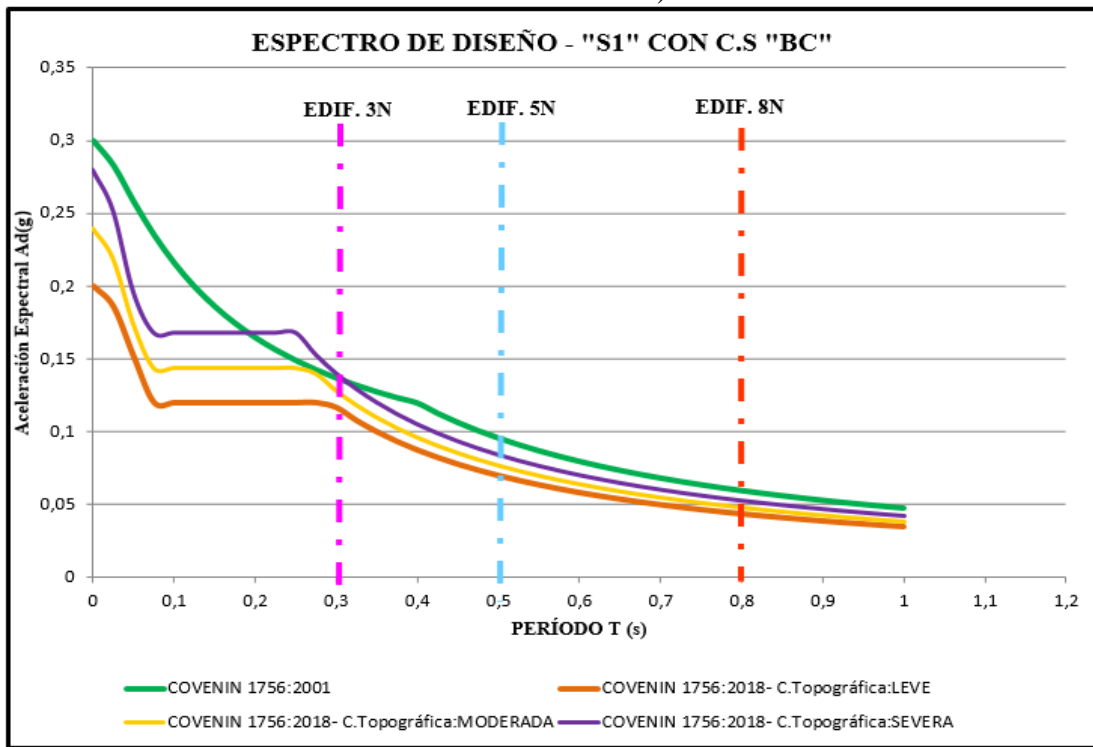
Fuente: Alvarado A. (2020).

Según la **Gráfica 29**, evaluada para una clase de sitio B se observa que en todos los edificios evaluados como se mencionó anteriormente los espectros para los tres casos de condiciones topográficas se desarrollan con las mismas características presentando un porcentaje de diferencia de aproximadamente 5% a 14% a lo largo de las ramas. Así mismo, para el caso de las edificaciones de 3 niveles mantienen constante los porcentajes de diferencias de las aceleraciones espectrales, exceptuando el caso de la norma 1756:2001 que resulta ser más exigente que la norma propuesta por un 8% a 23% de aceleraciones de diseño superiores a la 1756:2018.

Por otro lado, en el caso de las edificaciones de 5 y 8 niveles ocurre algo similar, donde los porcentajes de diferencia entre las aceleraciones espectrales se mantienen constantes en el caso de la 1756:2018, con valores de aceleración equivalentes pero menores a las desarrolladas por la norma 1756:2001, donde en el caso de una condición topográfica leve presenta en promedio un 34% y para el caso

de una condición moderada desarrolla aceleraciones de 21% menores a la norma vigente.

**Gráfica 30.** Respuesta espectral en edificaciones– Roca sana y Fracturada (S1 con clase de sitio BC)



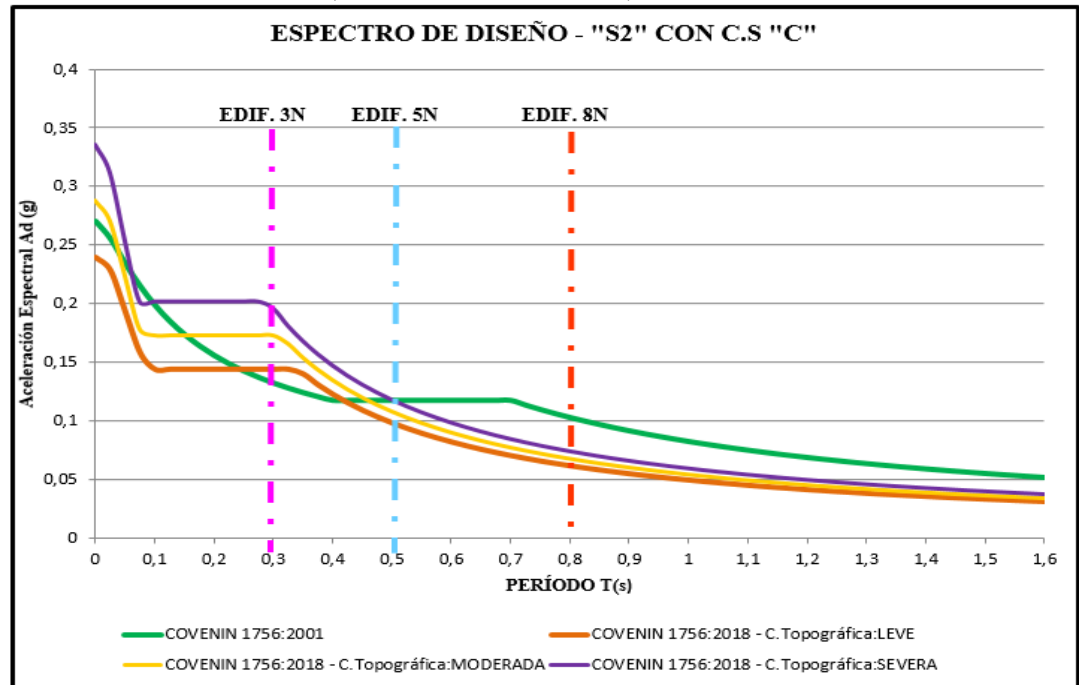
Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la **Gráfica 30**, evaluada para una clase de sitio BC se observa que para el caso de una condición topográfica severa, las edificaciones de 3 niveles desarrollan aceleraciones equivalentes con respecto a la 1756:2001 cuyo porcentaje de diferencia resulta ser insignificante. Por otro lado, en cuanto a las condiciones de menor severidad la norma vigente presenta aceleraciones espectrales superiores entre un 8% a 17% de mayor exigencia.

Por otro lado, en el caso de las edificaciones de 5 y 8 niveles ocurre algo similar, donde los porcentajes de diferencia entre las aceleraciones espectrales se mantienen constantes en el caso de la 1756:2018, con valores de aceleración equivalentes pero menores a las desarrolladas por la norma 1756:2001, donde en el

caso de una condición topográfica leve presenta en promedio un 27% y para el caso de una condición moderada desarrolla aceleraciones de 13% menores a la norma vigente.

**Gráfica 31.** Respuesta espectral en edificaciones– Roca blanda o meteorizada (S2 con clase de sitio C)



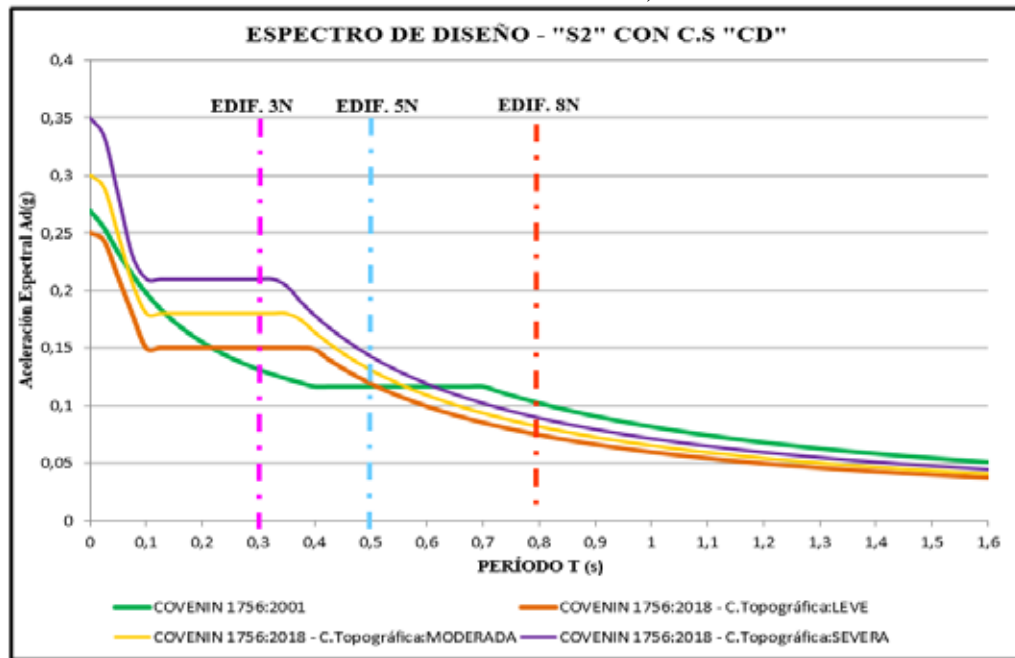
Fuente: Alvarado A. (2020).

Según la **Gráfica 31**, evaluada para una clase de sitio C se aprecia que para los tres casos de condiciones topográficas las edificaciones de 3 niveles desarrollan aceleraciones superiores en comparación con las resultantes de la norma vigente, cuyo porcentaje de diferencia se encuentra entre 9% (condición leve) hasta 33% (condición severa).

Por otro lado, en el caso de las edificaciones de 5 niveles la normativa 1756:2018 desarrolla aceleraciones equivalentes a la norma vigente cuando se trata de una condición topográfica severa, así mismo, por parte de los espectros resultantes para condiciones moderadas y leves la norma 1756:2001 supera a la propuesta de norma en un 9% (moderada) hasta 15% para una condición leve. De igual forma, para

las edificaciones de 8 niveles la norma vigente resulta ser más exigente que la 1756:2018 en un promedio de 35% en aceleraciones espectrales superiores.

**Gráfica 32.** Respuesta espectral en edificaciones– Roca blanda o meteorizada (S2 con clase de sitio CD)



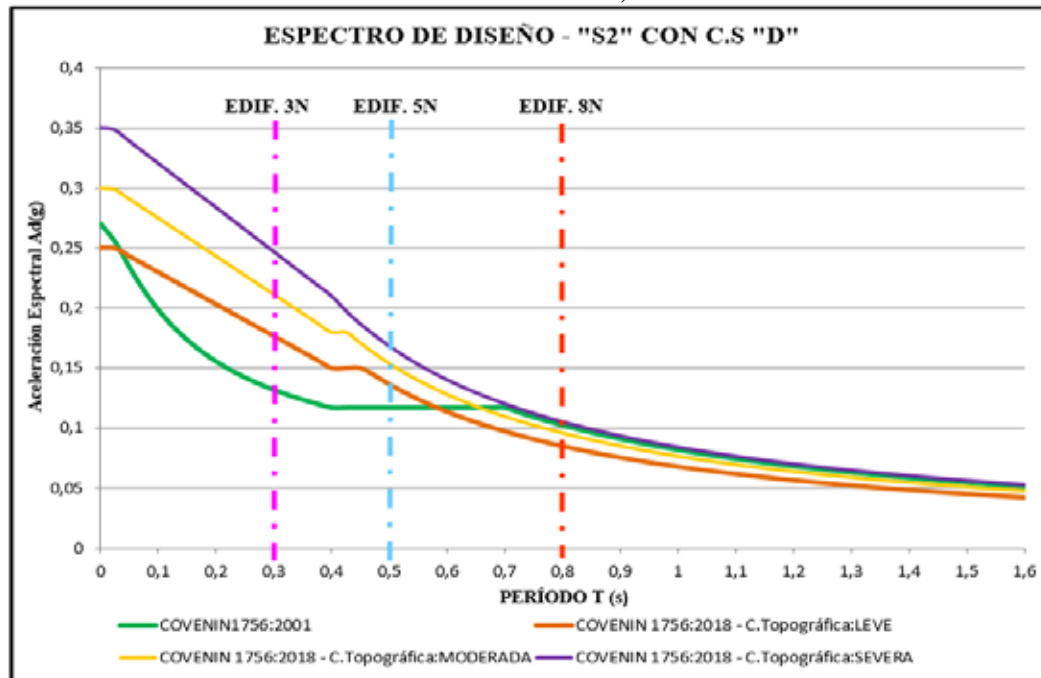
**Fuente:** Alvarado A. (2020).

Según la **Gráfica 32**, evaluada para una clase de sitio CD se aprecia que de igual forma que para una clase de sitio C en los tres casos de condiciones topográficas las edificaciones de 3 niveles desarrollan aceleraciones superiores en comparación con las resultantes de la norma vigente, cuyo porcentaje de diferencia se encuentra entre 15% (condición leve) hasta 40% (condición severa), es importante destacar que las edificaciones de 3 niveles se encuentran en los rangos de períodos cortos y en su mayoría en la zona de aceleraciones constantes.

Así mismo, en el caso de las edificaciones de 5 niveles la normativa 1756:2018 desarrolla aceleraciones superiores en relación con la norma vigente en las tres condiciones topográficas con un promedio entre 0% a 18. De igual forma, para las

edificaciones de 8 niveles la norma vigente resulta ser más exigente que la 1756:2018 en un promedio de 25% en aceleraciones espectrales superiores.

**Gráfica 33.** Respuesta espectral en edificaciones– Suelos duros o densos (S2 con clase de sitio D).



Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la **Gráfica 33**, evaluada para una clase de sitio D se aprecia que de igual forma que para una clase de sitio C y CD en los tres casos de condiciones topográficas las edificaciones de 3 niveles desarrollan aceleraciones superiores en comparación con las resultantes de la norma vigente, cuyo porcentaje de diferencia se encuentra entre 25% (condición leve) hasta 48% (condición severa), es importante destacar que las edificaciones de 3 niveles se encuentran en los rangos de períodos cortos, donde se desarrollan las aceleraciones más elevadas para ambas normativas.

Así mismo, en el caso de las edificaciones de 5 niveles la normativa 1756:2018 desarrolla aceleraciones superiores en relación con la norma vigente en las tres condiciones topográficas con un promedio entre 14% a 30%. De igual forma, para las

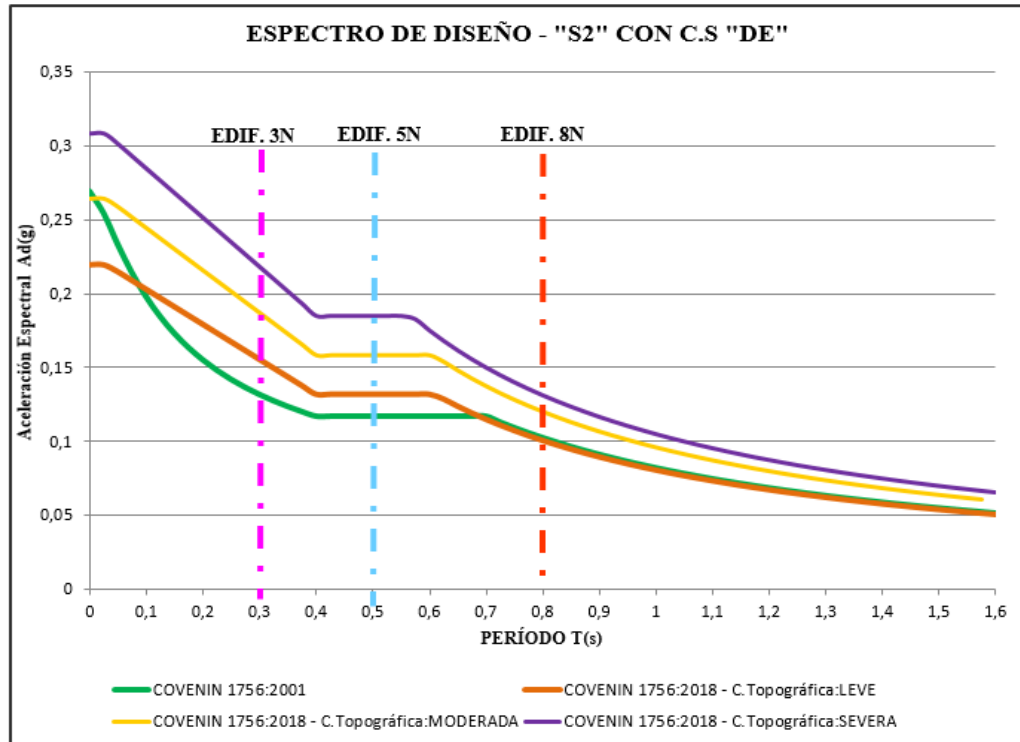
edificaciones de 8 niveles cuando se trata de una condición topográfica severa ambas normativas desarrollan aceleraciones equivalentes y el caso de un grado de severidad menor la norma vigente presenta aceleraciones mayores con un promedio de 7%.

Seguidamente, se puede observar que para una clase de sitio D (**Ver Gráfica 34**) en los tres casos de condiciones topográficas las edificaciones de 3 niveles desarrollan aceleraciones superiores en comparación con las resultantes de la norma vigente, cuyo porcentaje de diferencia se encuentra entre 15% (condición leve) hasta 39% (condición severa), es importante destacar que las edificaciones de 3 niveles de igual forma con el análisis realizado para una clase de sitio D, se encuentran en la rama de períodos cortos, donde se desarrollan las aceleraciones más elevadas para ambas normativas.

Así mismo, en el caso de las edificaciones de 5 niveles la normativa 1756:2018 desarrolla aceleraciones superiores en relación con la norma vigente en las tres condiciones topográficas con un promedio entre 10% a 36%, estas se encuentran representadas en la zona de aceleraciones constantes. De igual forma, para las edificaciones de 8 niveles en las tres condiciones topográfica ambas normativas desarrollan aceleraciones equivalentes con un porcentaje entre 0% (condición leve) a 23% (condición severa).

Seguidamente, se puede observar que para una clase de sitio E (**Ver Gráfica 35**) en los tres casos de condiciones topográficas las edificaciones de 3 niveles desarrollan aceleraciones superiores en comparación con las resultantes de la norma vigente, cuyo porcentaje de diferencia se encuentra entre 13% (condición leve) hasta 35% (condición severa), es importante destacar que las edificaciones de 3 niveles de igual forma con el análisis realizado para una clase de sitio D y DE, se encuentran en la rama de períodos cortos, donde se desarrollan las aceleraciones más elevadas para ambas normativas.

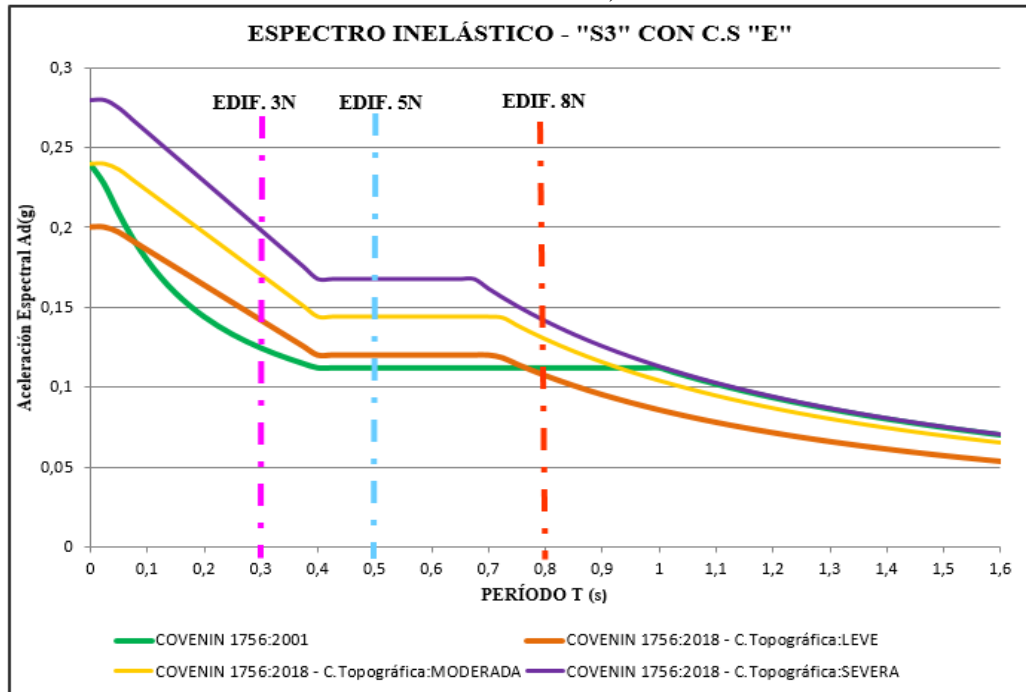
**Gráfica 34.** Respuesta espectral en edificaciones– Suelos Firmes/Medio densos (S2 con clase de sitio DE).



**Fuente:** Alvarado A. (2020).

Así mismo, en el caso de las edificaciones de 5 niveles la normativa 1756:2018 desarrolla aceleraciones superiores en relación con la norma vigente en las tres condiciones topográficas con un promedio entre 7% a 33%, estas se encuentran representadas en la zona de aceleraciones constantes. De igual forma, para las edificaciones de 8 niveles para una condición topográfica severa y moderada la normativa 1756:2018 resulta ser más exigente que la normativa vigente con un promedio de 20% de aceleraciones superiores, por otro lado para una condición topográfica leve ambas normativas presentan aceleraciones similares con porcentajes de diferencia muy bajos.

**Gráfica 35.** Respuesta espectral en edificaciones– Suelos Blandos/ Suelos (S3 con clase de sitio E).



Fuente: Alvarado A. (2020).

Finalmente, se puede concluir que para todos los tipos de suelos evaluados la norma propuesta resulta ser más exigente que la normativa vigente a partir de una clase de sitio C hasta E, para el caso de edificaciones de 3 niveles, desarrollando las aceleraciones más elevadas en comparación con las edificaciones de 5 u 8 niveles, los cuales se ubican en las ramas de los espectros entre períodos intermedios y largos donde se presencian aceleraciones menores, lo cual conlleva a tener diseño menos conservadores.

Así mismo, para el caso de tipos de suelos blandos las edificaciones comprendidas entre 5 u 8 niveles se diseñan con una misma aceleración espectral debido a la existencia de la rama constante (entre 0.40s y 0.1s), esto en el caso de la normativa vigente, ya que en la actualización de acuerdo con el grado de severidad en la topografía del terreno las edificaciones intermedias (5 niveles) puede presentar demandas sísmicas más rigurosas en el caso de la 1756:2018 en comparación con las

edificaciones de 8 niveles cuya respuesta espectral se encuentra en la rama de periodos largo (aceleraciones menores).

Por otro lado, en cuanto a la norma COVENIN 1756:2001 presenta demandas sísmicas superiores para los casos de clases de sitio A, AB, B y BC, tratándose de un tipo de suelo rocoso, esto en el caso de las 3 edificaciones plateadas en la investigación. Finalmente, en los edificios de 5 a 8 niveles, se observa que el espectro arroja menores valores de respuesta, dando lugar a diseños menos conservadores.

#### **4.4 Análisis de cuadros y gráficos comparativos de la respuesta sísmica en edificaciones de concreto armado.**

En el desarrollo de dicha fase, se aplicaron las hojas de cálculo realizadas en EXCEL para aplicar los métodos de análisis estático (equivalente y elástico) según cada normativa venezolana, a través de estas se logró obtener el valor del cortante basal y distribución de fuerzas laterales por nivel.

Seguidamente, se realizó la modelación de las edificaciones correspondientes en el software de análisis y diseño estructural ETABS V18.2, con el cual se determinaron los desplazamientos y derivas por nivel para cada caso estudio.

En este sentido, de acuerdo con los resultados obtenidos en la fase III, se establecieron dos casos a estudiar para la aplicación de los métodos de análisis estáticos, los cuales se basan en un caso para los grupos de uso y ocupación (A con A2) cuyas variaciones no presentan cambios muy drásticos, por otro lado se estudiara un caso correspondiente a los suelos rocosos (Forma espectral S1 con clase de sitio AB), donde se establecieron distintas condiciones topográficas y profundidades al lecho rocoso con el fin de considerar los diversos casos que son propuestos por la normativa 1756:2018.

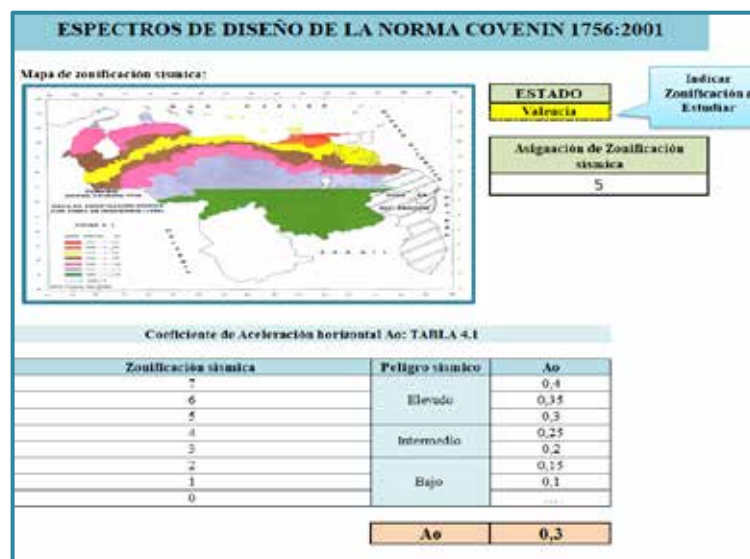
Con base a lo anteriormente descrito, cabe resaltar que de acuerdo con los resultados obtenidos para el caso de Amenaza Sísmica en la ciudad de Valencia cuya variación de la norma propuesta presenta un 50% menos de exigencia con respecto a

la norma vigente, siendo este uno de los cambios más rigurosos apreciados en la 1756:2018, es por ello que los casos de grupo de uso y análisis para los suelos rocosos en la aplicación de los métodos de análisis sísmico estáticos se desarrollaran utilizando la ciudad de Valencia como zonificación sísmica.

#### 4.4.1 Caso 1: Ciudad de Valencia, grupo A con A2

##### 4.4.1.1 Aplicación del Método Estático Equivalente - Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001.

Se proporcionó la ubicación de la edificación (Valencia) y la zonificación sísmica, con lo cual se obtuvo el valor del coeficiente de aceleración horizontal del terreno “A<sub>o</sub>”.



**Figura 38.** Obtención del coeficiente A<sub>o</sub>, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Seguidamente, se seleccionó la forma espectral “S” y el factor de corrección de técnicas evaluadas (Ver Figura

38).

**Selección de la forma espectral y el factor de corrección  $\phi$**

<b>TIPO DE MATERIAL</b>	<b>H</b>		
Roca sana Fracturada	30		

VER TABLAS

<b>4</b>	
<b>Forma Espectral</b>	<b><math>\phi</math></b>
S1	0,85
<b>5</b>	
<b>Forma Espectral</b>	<b><math>\phi</math></b>
S1	1

<b>FORMA ESPECTRAL=</b>	<b>S1</b>
<b>Factor de Corrección <math>\phi</math></b>	<b>1</b>

**Figura 39.**

1756:2001.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Posteriormente, se determinó el grupo de la edificación de acuerdo al caso mencionado anteriormente, con el cual se obtuvo el factor de importancia “ mismo, también se determinó el nivel de diseño a aplicar en la edificación. (Ver Figura 39 a 41).

<b>Clasificación según el uso</b>		
GRUPOS	DEFINICIÓN	TIPOS
<b>Grupo A</b>	Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falta pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas	Hospitales
		Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional.
		Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas
		Estaciones de bomberos, de policía o cuarteles
		Centros científicos, instalaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones, plantas de bombeo.
<b>Grupo B1</b>	Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente	Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos.
		Edificaciones educacionales.
		Edificios con capacidad de ocupación de más de 3 000 personas o área techada de más de 20 000 m <sup>2</sup>
<b>Grupo B2</b>	Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1.	Centros de salud no incluidos en el Grupo A
		Edificaciones clasificadas en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro las de este Grupo.
		Viviendas.
		Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles.
<b>Grupo C</b>	Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros Grupos	Bancos, restaurantes, cines y teatros
		Almacenes y depósitos.
		Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.
<b>Usos Mixtos</b>	Las edificaciones que contengan áreas que pertenezcan a más de un Grupo, serán clasificadas en el Grupo más exigente.	
<b>INDICAR GRUPO</b>	<b>Grupo A</b>	

**Figura 40.** Selección de grupo de uso, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Luego, se definió el sistema resistente a sismos y el material constructivo de la edificación (pórticos de concreto armado), con lo cual se determinó el factor de reducción de respuesta “R” (Ver Figura 42).

Cabe destacar que en la edificación no existen irregularidades estructurales lo cual resulta necesario para la aplicación del método de análisis estático, por lo tanto, el factor R no varía.

Factor de importancia $\alpha$ (TABLA 6.1)			
<b>GRUPO</b>	<b><math>\alpha</math></b>		
Grupo A	1,3		
Grupo B1	1,15		
Grupo B2	1		

Niveles de diseño ND (Tabla 6.2)			
GRUPOS	ZONA SISMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
Grupo A	ND1 - ND2	ND3	ND3
Grupo B1	ND1 - ND2	ND3	ND3
Grupo B2	ND1* - ND2 - ND3	ND2* - ND3	ND3 - ND2**

(\*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.  
(\*\*) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

<b>INDICAR ND</b>	<b>ND3</b>
-------------------	------------

Figura 41.

cálculo COVENIN 1756:2001.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Clasificación del tipo de Estructura	
<b>Tipo de Material</b>	CONCRETO ARMADO
TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES A SISMOS	
<b>TIPO I</b>	Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.
<b>TIPO II</b>	Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta deber ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.
<b>TIPO III</b>	Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo IIIa los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con estribos dúctiles.
<b>TIPO IV</b>	Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.
<b>INDICAR TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL=</b>	<b>TIPO I</b>
	Establecer que tipos de sistemas estructurales se evaluarán

Figura 42. Selección del tipo de material y sistema estructural, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Factor de Reducción de Respuesta (R) Tabla 6.4					
CLASIFICACIÓN SEGUN LA REGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA					REGULAR
NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPOS DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
TIPO	TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IIIa	TIPO IV
ND3	6	5	4,5	5	2
ND2	4	3,5	3	3,5	1,5
ND1	2	1,75	1,5	2	1,25
NIVEL DE DISEÑO	TIPO DE SIS.	COINCIDIR			
ND3	TIPO I	2			
FACTOR R=	6	R≥5			

**Figura 43.** Selección factor de reducción de respuesta R, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Seguidamente, se procedió a definir los parámetros característicos del espectro de diseño sísmico y de esta forma poder calcular el valor de la aceleración espectral “Ad” (Ver Figura 43).

Factor de magnificación promedio $\beta$ , $T^*$ y P Tabla 7.1			
FORMA ESPECTRAL	$T^*$ (seg)	$\beta$	P
S1	0,4	2,4	1
S2	0,7	2,6	1
S3	1	2,8	1
S4	1,3	3	0,8
$T^*$	0,4	2,4	1
Factor característico de variación de respuesta dúctil $T^+$ Tabla 7.1			
CASO	$T^+$ (seg)		
R<5	0,5		
R≥5	0,4		
$T^+$ (seg)	0,4		
$T_0$	0,1	seg	c
T	2,5	seg	1,25743343
$T^*$	0,4	seg	
<b>IR A ESPECTRO DE DISEÑO</b>			

**Figura 44.** Definición de parámetros característicos del espectro de diseño, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Posterior al establecimiento de cada uno de los parámetros sísmicos necesarios para la aplicación del método de análisis estático.

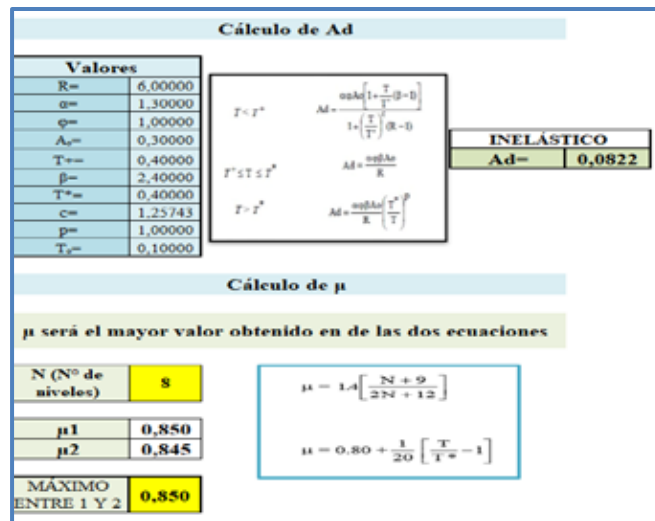
Se mostrará el caso de la edificación de 8 niveles, y el procedimiento para el cálculo del período fundamental estimado. (Ver Figura 44)

Así mismo, con el valor del periodo estimado  $T_a$ , se procedió a definir los parámetros característicos del espectro de diseño sísmico y de esta forma poder calcular el valor de la aceleración espectral “ $A_d$ ” y a su vez el factor de modificación de cortantes “ $\mu$ ”. (Ver Figuras 45).

MÉTODO ESTÁTICO EQUIVALENTE - COVENIN 1756:2001	
<b>Cálculo del Corte Basal</b>	
$V_0 = \mu \times A_d \times W$	
Ver: Capítulo 9 - Sección	
<b>Cálculo del Periodo Fundamental Estimado</b>	
Selección de tipo de	Concreto Armado
$C_t$	0,07
$h_n$	24
Por ser edificación de concreto armado $C_t=0,07$	
<b>TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	
EDIFICACIÓN TIPO DE S.E.=	TIPO I
$T_a$	0,759

**Figura 45.** Cálculo de periodo fundamental estimado  $T_a$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.

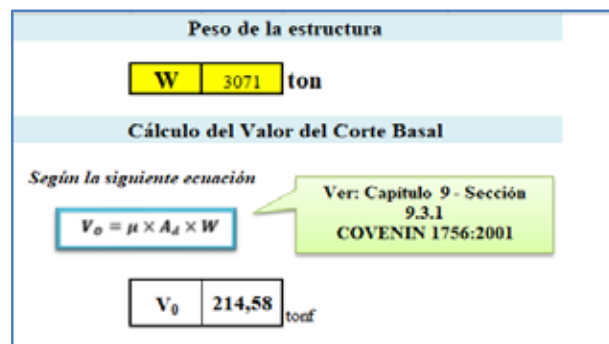
Fuente: Alvarado A. (2020).



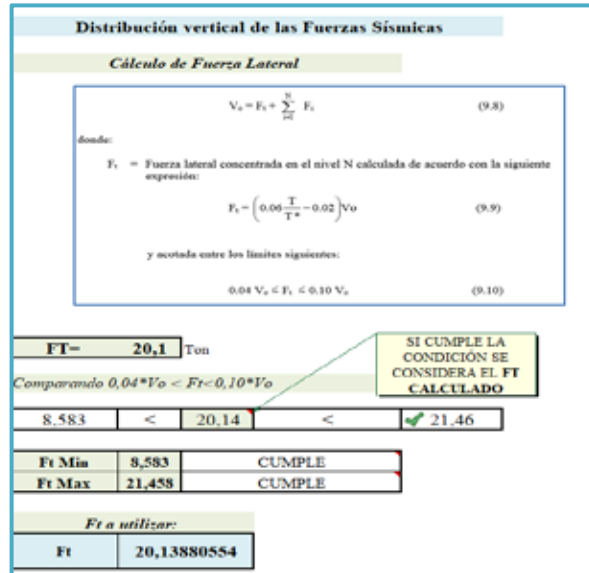
**Figura 46.** Cálculo Ad y factor de corrección de cortantes  $\mu$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.  
Fuente: Alvarado A. (2020).

Posteriormente, al cálculo de Ad y  $\mu$ , se proporcionó el peso “W” de la edificación de 8 niveles, el cual, junto a los demás parámetros sísmicos, permitió calcular la fuerza cortante basal “V”, con sus verificaciones correspondientes.

Así mismo, luego de obtenido el corte basal “V”, se realizó el proceso de distribución de fuerzas laterales por nivel, con el respectivo cálculo de la fuerza de tope Ft y posteriormente la distribución de fuerzas correspondientes por nivel (Ver Figuras 46 a 48).



**Figura 47.** Definición del peso “W” y cálculo de Vo, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.  
Fuente: Alvarado A. (2020).



**Figura 48.** Cálculo y verificaciones de la fuerza de tope Ft, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.  
Fuente: Alvarado A. (2020).

**Distribución de la fuerza lateral por piso**

NIVEL	Wi	Hi	Wi*Hi	Fi	Vi
8	375,6	24	9014,4	62,86	62,86
7	375,6	21	7887,6	37,38	100,24
6	378,19	18	6807,456	32,26	132,50
5	378,19	15	5672,88	26,88	159,38
4	378,19	12	4538,304	21,51	180,89
3	394,97	9	3554,712	16,85	197,73
2	394,97	6	2369,808	11,23	208,96
1	394,97	3	1184,904	5,62	214,58
$\Sigma$	<b>3071</b>		$\Sigma$ <b>41030,064</b>		

VER COVENIN 1756:2001  
CAPITULO 9 - SECCIÓN 9.3.3

**Figura 49.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo COVENIN 1756:2001.  
Fuente: Alvarado A. (2020).

#### 4.4.4.2 Aplicación del Método Estático Elástico – Norma “Construcciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2018.

Se proporcionó la ubicación de la edificación (Valencia) y la zonificación sísmica, con lo cual se obtuvo el valor del coeficiente de aceleración horizontal del terreno “Ao”.



**Figura 50.** Obtención de los parámetros básicos, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Seguidamente, se seleccionó el grupo de uso y ocupación, donde para el caso estudiado se trata de un A2 (Edificaciones esenciales). (Ver Figura 51)

Clasificación según el uso y ocupación		
GRUPOS	DEFINICIÓN	TIPOS
<b>Grupo A1: Construcciones de Alto Impacto</b>	Son aquellas cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas o daños colaterales, tales como: aeropuerto.	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) Construcciones para la producción o el almacenamiento de sustancias tóxicas o</li> <li>b) Líneas y subestaciones eléctricas de alta tensión.</li> <li>c) Puentes y viaductos de primera importancia para las comunicaciones en emergencias.</li> <li>d) Construcciones de distribución masiva de agua y combustible.</li> <li>e) Toda construcción que pueda poner en peligro a alguna de este grupo.</li> </ul>
<b>Grupo A2: Construcciones Esenciales</b>	Son aquellas que deben mantenerse en operación durante o después de un sismo, tales como aunque no limitadas a:	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) Hospitales y centros de salud, públicos y privados.</li> <li>b) Estaciones de bomberos, protección civil y atención de desastres.</li> <li>c) Edificaciones para refugios en situaciones de emergencia.</li> <li>d) Aeropuertos, estaciones ferroviarias y sistemas masivos de transporte.</li> <li>e) Puentes y viaductos de mediana importancia.</li> <li>f) Centrales de telecomunicaciones.</li> <li>g) Escuelas, colegios, universidades y centros educativos, públicos y privados.</li> <li>h) Edificaciones policiales, militares y de orden público.</li> <li>i) Construcciones patrimoniales o que contengan objetos o documentos de valor excepcional.</li> <li>j) Edificaciones de asiento de las autoridades locales, regionales y nacionales.</li> <li>k) Templos.</li> <li>l) Centros penitenciarios.</li> <li>m) Toda construcción de los grupos B1, B2 o C, que pueda poner en peligro a alguna de ellas.</li> </ul>
<b>Grupo B1: Construcciones Comunes de Alta Ocupación</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>a) Construcciones para viviendas, oficinas, comercios, hoteles, bancos, teatros, restaurantes e industrias (excepto las que clasifican en el Grupo A1) y que cumplen con una de las condiciones siguientes: (i) El número de personas expuestas es mayor que 500; (ii) El número de pisos es mayor que 20 o la altura es mayor que 60 metros; (iii) El área techada es mayor que 20.000 m<sup>2</sup>.</li> <li>b) Puentes de poca importancia.</li> <li>c) Construcciones con los usos dados para el Grupo B2, localizadas en laderas con pendientes superiores a 40%.</li> <li>d) Toda construcción de los grupos C o B2 que pueda poner en peligro a alguna de este grupo.</li> </ul>
<b>Grupo B2: Construcciones Comunes de Ocupación Normal</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>a) Las edificaciones con los usos indicados en el Literal a) del Grupo B1 que no cumplen con las condiciones dadas de alta ocupación.</li> <li>b) Puentes rurales de menor importancia.</li> <li>c) Toda construcción del Grupo C que pueda poner en peligro a alguna de este grupo.</li> </ul>
<b>Grupo C: Otras Construcciones</b>	Son aquellas indicadas a continuación y cuyo derrumbe no pueda causar daño a las construcciones de los	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) Construcciones provisionales con un servicio menor de tres años.</li> <li>b) Construcciones de uso agropecuario, sin ocupación humana permanente.</li> </ul>
<b>Construcciones de Uso Mixto</b>	Las construcciones que contengan áreas que pertenecan a más de un grupo, serán asignadas al grupo más exigente.	
<b>INDICAR GRUPO</b>	<b>A2</b>	

**Figura 51.** Selección de grupo de uso y ocupación, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Posteriormente, a la selección del grupo de uso de la edificación de acuerdo al caso mencionado anteriormente, se obtuvo el factor de importa con un sismo de diseño. (Ver Figura 52)

Así mismo, se estableció la clase de sitio según un perfil geotécnico cuyas características se asemejan al tipo de suelo establecido con anterioridad en la norma vigente. Por otro lado, una vez establecida la clase de sitio a utilizar para el análisis, se establecieron los factores de sitio dependiente de los parámetros básicos  $A_0$  y  $A_1$ , y finalmente las condiciones topográficas y profundidad al basamento rocoso (Ver Figura 53 a 55)

**Factor de Importancia  $\alpha$**

**Tabla 5. Factor de importancia para el Sismo de Diseño**

GRUPO	$\alpha$
A2	1,5
B1	1,2
B2	1
C	0,7

**Factor de importancia para Sismo Frecuente**

GRUPO	$\alpha$
A1	0,45
A2	0,3

**Tabla 6. Factor de Importancia para el Sismo Extremo**

GRUPO	$\alpha$
A1	3
A2	2,4
B1	2
B2	1,85

SISMO DE DISEÑO  $\alpha =$  1,5  
 SISMO FRECUENTE  $\alpha =$  PAUSA  
 SISMO EXTREMO  $\alpha =$  PAUSA

**Factor de Importancia a utilizar ( $\alpha$ ) = 1,5**

TIPOS DE SISMOS **SISMO DE DISEÑO**

**Figura 52.**

1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

EFECTOS GEOTÉCNICOS		
Tabla 7. Clase de sitio de los perfiles geotécnicos		
CLASE	DESCRIPCIÓN CUALITATIVA	Vs30 (m/s)
A	Roca cristalina sana muy dura, sin fracturación ni meteorización notable	>1500
AB	Propiedades intermedias entre las clases A y B.	1300 a 1500
B	Roca dura o formación similar (e.g. conglomerados), con eventual fracturación y un máximo de 5 metros de espesor de meteorización con Vs ≥ 350 m/s.	850 a 1300
BC	Propiedades intermedias entre las clases B y C.	650 a 850
C	1) Roca dura con espesor meteorizado superior a 5 metros. 2) Roca blanda (e.g. margas). 3) Arenas o gravas muy densas. 4) Arcillas muy duras.	400 a 650
CD	Propiedades intermedias entre las clases C y D.	300 a 400
D	1) Arenas o gravas densas a medio-densas. 2) Arcillas duras. 3) Arcillas firmes de menos de 30 metros de espesor.	200 a 400
DE	Propiedades intermedias entre las clases D y E.	170 a 200
E	1) Arenas sueltas o arenas limosas, con suficiente proporción de finos, no susceptibles de licuación, de acuerdo con 5.5. 2) Arcillas blandas, plásticas (IP > 20) u orgánicas, no incluídas en la cementados colapsables, turbas o arcillas orgánicas de más de 3 metros de espesor, arcillas con índice de plasticidad IP > 75 y más de 7 metros de espesor, arcillas firmes o blandas con más de 30 metros de espesor, rellenos artificiales con o sin pendiente y sitios con Vs30 < 120 m/s. Se	120 a 170
F		—

INDICAR CLASE DE **B**

**Figura 53.** Selección de clase de sitio, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.  
Fuente: Alvarado A. (2020).

Luego, se definieron el sistema resistente a sismos y el material constructivo de la edificación (pórticos de concreto armado), y seguidamente el nivel de diseño ND. (Ver Figura 56).

Factores de Sitio	
Factor de Clase de sitio para periodos cortos $F_A^C$	
$A_0$ a Utilizar = 0,2	$F_A^C$ 0,9
<b>VER TABLAS</b>	
Factor de Clase de sitio para periodos intermedios $F_V^C$	
$A_1$ a Utilizar = 0,2	$F_V^C$ 0,9
Factor de Clase de sitio para periodos intermedios $F_D^C$	
Clase de sitio = B	$F_D^C$ 0,95

**Figura 54.** Selección de Factores de sitio según períodos cortos, intermedios y largos, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.  
Fuente: Alvarado A. (2020).

Factor de condición topográfica	
<b>CONDICIÓN TOPOGRÁFICA</b>	
Para la condición topográfica se distingue entre sitios de poca pendiente y situaciones de ladera o cima. Las pendientes promedio topográficas se medirán en una malla rectangular seleccionada dentro de la ladera, con cejas de proyección horizontal máxima de 30 metros.	
<b>NIVEL DE CONDICIÓN TOPOGRÁFICA</b>	
<b>LEVE</b>	Pendiente promedio menor de 40% o situado en la parte media inferior de una ladera con pendiente mayor a 40%.
<b>MODERADA</b>	Pendiente promedio entre 40% y 75%, situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la
<b>SEVERA</b>	Pendiente promedio mayor de 75%; situado en la parte media superior de una ladera o bien en la cima dentro de una distancia al borde de la pendiente del orden de la altura de la ladera.
<b>INDICAR CONDICIÓN TOPOGRÁFICA</b>	
<b>LEVE</b>	
$F_A^L$	1
$F_v^T$	1
$F_D^T$	1
<b>Factores de profundidad del Basamento Rocoso</b>	
$H(m)$	30
$F_A^H$	1
$F_{v,2}^H$	1

**Figura 55.** Selección de condición topográfica, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Clasificación según el tipo estructural			
<b>CLASIFICACIÓN SEGÚN EL TIPO ESTRUCTURAL</b>			
Para cada dirección del análisis el sistema sísmicamente deberá ser clasificado en uno o más de los cuatro Tipos Estructurales, I, II, III, IV, de acuerdo con las características que se definen a continuación. Los Tipos Estructurales se dividen en Subtipos que pueden tener distintos Niveles de Diseño ND			
<b>VER TABLAS</b> (Clasificación Según el tipo estructural)			
<b>INDICAR TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	Subtipo I a		
<b>Niveles de diseño Permitidos Tabla 2</b>			
GRUPO	Coeficiente de Aceleración $A_d$		
	$A_d \leq 0,10$	$0,10 < A_d \leq 0,20$	$A_d > 0,20$
A1, A2, B1	ND2	ND3	ND3
	ND3		
B2, C	ND1	ND1	ND2
	ND2	ND2	ND3
	ND3	ND3	
<b>INDICAR NIVEL DE DISEÑO</b>	ND3	$A_d$	0,2025
El ND indicado debe estar relacionado con el tipo de sistema estructural mencionado en el parámetro			

**Figura 56.** Selección del tipo de sistema estructural y nivel de diseño ND, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Luego, se establecieron los parámetros correspondientes para el cálculo del factor de reducción de respuesta R. Cabe destacar que en la edificación no existen

irregularidades estructurales lo cual resulta necesario para la aplicación del método de análisis estático, por lo tanto, el factor R no varía. (Ver Figura 57 y 58)

**FACTORES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL Y LIMITACIONES DE ALTURA**

**Factor de reducción de Respuesta**

El Factor de Reducción de Respuesta  $R$  está dado por:  
 $R = F_p \cdot R_0$

Donde:  
 $F_p$  es el Factor de Irregularidad (Ver 8.2.3)  
 $R_0$  es el Factor de Reducción Básico (Ver 8.2.4)

**Factor de Redundancia**

El Factor de Redundancia ( $\rho$ ) para los tipos estructurales I, II y III está dado en la tabla 13. Una construcción puede tener factores de redundancia diferentes en sus dos direcciones horizontales de análisis.

Sistema Estructural*	$\rho$
Posee al menos tres planos simétricos en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.	1
Posee al menos dos planos simétricos en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos dos vanos.	0,8
Posee al menos dos planos simétricos en la dirección de análisis, con un vano libre.	0,65
Posee un solo plano simétrico en la dirección de análisis.	0,5

**INDICAR SISTEMA ESTRUCTURAL**      Posee al menos tres planos simétricos en la dirección de análisis, cada uno de ellos con al menos tres vanos.

MARCAR SU TIPO IV      **INDICAR REGULARIDAD ESTRUCTURAL**      **REGULAR**

$\rho =$       **1**

**Figura 57.**

COVENIN

1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Factor de irregularidad  $F_I$**

a)  $F_I$  está dado en la tabla 14. Las irregularidades se describen en 3.6.2. Una construcción puede tener factores de irregularidad diferentes en sus dos direcciones horizontales de análisis.  
 b) Si la construcción tiene más de una de las irregularidades indicadas en la tabla 14,  $F_I$  será el producto de los factores asociados a cada irregularidad, pero no menor que 0,70.  
 c) Si la construcción no tiene ninguna de las irregularidades indicadas en la tabla 14, el valor de  $F_I$  es igual a uno.

$F_I$	1
-------	---

**Factor de Sobreexigencia  $R_0$**

**SISTEMA SISMORESISTENTE**      (I.a) Pórticos de concreto armado (vigas y columnas)

**VER TABLAS**      Se toman en cuenta únicamente los sistemas sismoresistente cuyo material es Concreto Armado (8.2.4.3 Normas de diseño)

$R_0$	6
$R_0$	3

**FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA =**      **6**

**Figura 58.** Selección de factor de irregularidad, reducción básico y el de reducción de respuesta, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

Seguidamente, se procedió a definir los parámetros característicos del espectro de diseño sísmico y de esta forma poder calcular el valor de la aceleración espectral “Ad” (Ver Figura 59).

**Coefficiente q**

Coefficiente de la rima espectral para periodos largos

Clase de sitio	q
A	1,5
AB	1,5
B	1,5
BC	1,7
C	1,7
CD	1,9
D	1,9
DE	2
E	2

q= 1,5

**Valores del periodo característico T+ en segundos**

CASO	T+ (seg)
R<5	0,5
R≥5	0,4

R=5  
T+(seg)= 0,4

**IR A ESPECTRO DE DISEÑO COVENIN 2018**

**Figura 59.** Definición de parámetros característicos del espectro de diseño, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

**Fuente:** Alvarado A. (2020).

Posterior al establecimiento de cada uno de los parámetros sísmicos necesarios para la aplicación del método de análisis estático.

Se mostrará el caso de la edificación de 8 niveles, y el procedimiento para el cálculo del período fundamental estimado. (Ver Figura 60 y 61).

Así mismo, con el valor del periodo estimado  $T_a$ , se procedió a definir los parámetros característicos del espectro de diseño sísmico y de esta forma poder calcular el valor de la aceleración espectral “ $A_d$ ” y a su vez el factor de modificación de cortantes “ $\mu$ ”. (Ver Figuras 62).

**MÉTODO ESTÁTICO ELÁSTICO - COVENIN 1756:2018**

El método suministra las fuerzas internas y desplazamientos mediante un análisis estático de la estructura sujeta a cargas laterales y torques que simulan la acción sísmica.

**Cálculo del Corte Basal**

$V_b = \mu \times A_d \times W$       Ver: Capítulo 9 - Sección 9.4.2  
COVENIN 1756:2018

**Cálculo del Periodo Fundamental Estimado**

Selección de tipo de Material= **Concreto Armado**

Por ser edificación de concreto armado  $C_t=0,07$   
Ver: Cap. 9 - Tabla 24

$C_t$	0,07
$b_n$	24

Tipo estructural	$C_t$
Pórticos de concreto armado (Subtipo I-a)	0,07
Pórticos de acero (Subtipo I-a)	0,08
Pórticos de acero con arriostamiento excéntrico (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Pórticos de acero con arriostamiento de pandeo restringido (Subtipos III-a y II-a)	0,075
Otros	0,05

**TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL**

EDIFICACIÓN TIPO DE S.E.= **Subtipo I-a**

**Figura 60.** Selección de parámetros para el cálculo del periodo estimado  $T_a$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

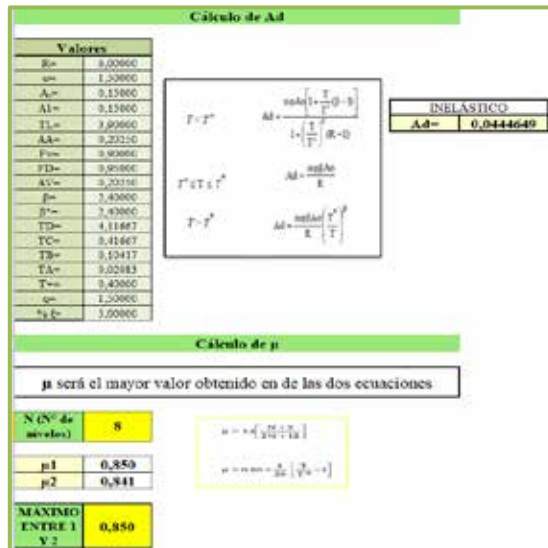
**TIPO DE SISTEMA ESTRUCTURAL**

EDIFICACIÓN TIPO DE S.E.= **Subtipo I-a**

$T_a$	0,75902568
-------	------------

**Figura 61.** Cálculo de periodo fundamental estimado  $T_a$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

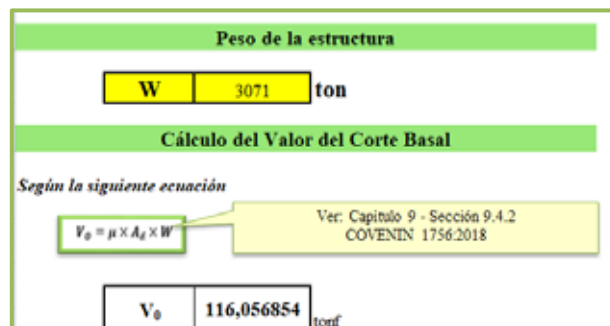


**Figura 62.** Cálculo Ad y factor de corrección de cortantes μ, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).

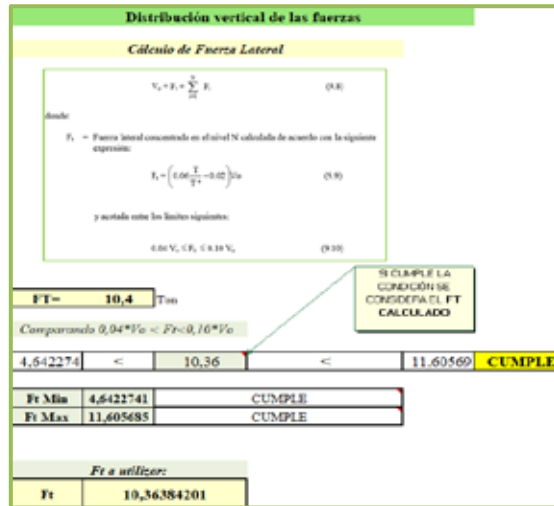
Posteriormente, al cálculo de Ad y μ, se proporcionó el peso “W” de la edificación de 8 niveles, el cual, junto a los demás parámetros sísmicos, permitió calcular la fuerza cortante basal “V”, con sus verificaciones correspondientes.

Así mismo, luego de obtenido el corte basal “V”, se realizó el proceso de distribución de fuerzas laterales por nivel, con el respectivo cálculo de la fuerza de tope Ft y posteriormente la distribución de fuerzas correspondientes por nivel (Ver Figuras 63 a 65).



**Figura 63.** Definición del peso “W” y cálculo de V<sub>0</sub>, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.

Fuente: Alvarado A. (2020).



**Figura 64.** Cálculo y verificaciones de la fuerza de tope  $F_t$ , hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.  
**Fuente:** Alvarado A. (2020).

**Distribución de la fuerza lateral por piso en X Y Y**

NIVEL	$W_i$	$H_i$	$W_i \cdot H_i$	$F_i$	$V_i$
8	375,6	24	9014,4	33,584841	33,5848412
7	375,6	21	7887,6	20,318374	53,90321549
6	378,192	18	6807,456	17,535935	71,43915024
5	378,192	15	5672,88	14,613279	86,0524292
4	378,192	12	4538,304	11,690623	97,74305237
3	394,968	9	3554,712	9,1569006	106,8999529
2	394,968	6	2369,808	6,1046004	113,0045533
1	394,968	3	1184,904	3,0523002	116,0568535
$\Sigma$	3071		41030,064		

VER COVENIN 1756:2018  
CAPITULO 9 - SECCIÓN 9.4.4

**Figura 65.** Distribución de fuerzas laterales por nivel, hoja de cálculo COVENIN 1756:2018.  
**Fuente:** Alvarado A. (2020).

Finalmente, las fuerzas sísmicas laterales obtenidas en ambas normativas fueron introducidas en el modelo computarizado (ETABS 18.2) de la edificación, correspondiente al predimensionado realizado con anterioridad, para así obtener desplazamientos laterales y derivas.

Así mismo, este procedimiento fue realizado para las edificaciones de 3, 5 y 8 niveles correspondientes al primer caso en estudio.

En este orden de ideas, de acuerdo a los diferentes casos evaluados, se tienen los siguientes resultados con respecto a la comparación del grupo A con A2:

**Tabla 14.** Aceleraciones espectrales por edificación, caso 1.

<b>ACELERACIONES ESPECTRALES POR EDIFICACIÓN</b>	
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 3 NIVELES</b>
	<b>Ad (g)</b>
COVENIN 1756:2001	0,163056149
COVENIN 1756:2018	0,08616539
<b>47</b>	
COVENIN 1756:2018	<b>47</b>
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 5 NIVELES</b>
	<b>Ad (g)</b>
COVENIN 1756:2001	0,116954815
COVENIN 1756:2018	0,063256811
<b>46</b>	
COVENIN 1756:2018	<b>46</b>
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 8 NIVELES</b>
	<b>Ad (g)</b>
COVENIN 1756:2001	0,082210657
COVENIN 1756:2018	0,044464899
<b>46</b>	
COVENIN 1756:2018	<b>46</b>

Fuente: Alvarado A. (2020).

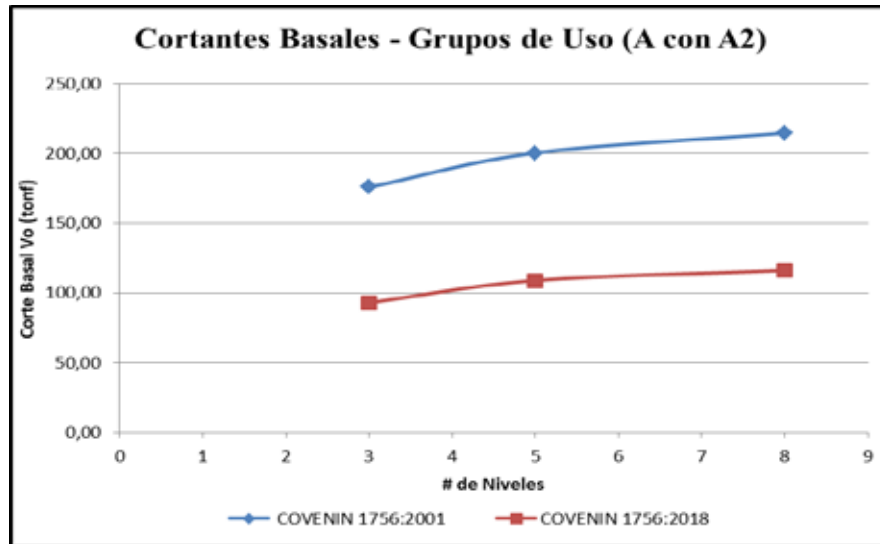
De acuerdo con los resultados obtenidos en la Tabla 14, se evidencia una disminución de un 46% de los valores obtenidos en las aceleraciones espectrales de acuerdo a cada normativa, siendo la normativa vigente aquella en desarrollar aceleraciones espectrales más elevadas, lo cual resulta de la influencia del coeficiente  $A_0$  correspondiente a la ciudad de Valencia, donde a pesar que el grupo de uso y ocupación A2 propuesto por la norma 1756:2018 estableció un aumento en el factor de importancia de 13% con respecto a la 1756:2001, la norma más exigente y con diseños de edificaciones más conservadoras son correspondientes a la norma vigente.

**Tabla 15.** Fuerzas Cortantes Basales por Edificación, Caso 1.

<b>CORTES BASALES (Tonf) CASO GRUPO A CON A2</b>			
<b># de Niveles</b>		<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
3	Edif. 3N	175,82	92,91
5	Edif. 5N	200,39	108,79
8	Edif. 8N	214,58	116,06

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Gráfica 36.** Cortantes basales por edificación - Caso 1 – Grupo A con A2 (Dirección X y Y).



Fuente: Alvarado A. (2020).

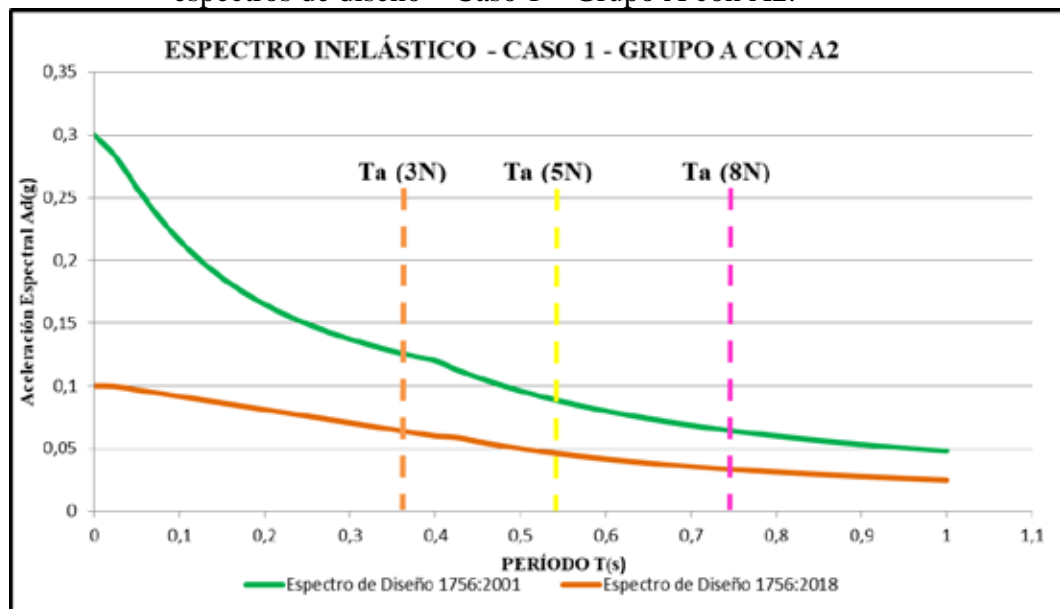
De acuerdo con los resultados obtenidos en la Gráfica 36, para las edificaciones estudiadas (3, 5 y 8 niveles) ambas normativas desarrollan un mismo comportamiento en cuanto a las variaciones presentadas en los cortantes basales, cuyas diferencias se mantienen a medida que aumentan los niveles de las edificaciones.

En este sentido, se obtuvieron cortantes basales comprendidos en un rango entre 90 Tonf a 120 Tonf para el caso de la norma propuesta y 175 Tonf a 220 Tonf para la norma vigente, siendo esta última aquella en presentar el resultados más elevados y con un mayor grado de amplificación como se demuestra en la gráfica, así

mismo los valores obtenidos presentan una dispersión con respecto a la norma propuesta de 47% de cortes basales menores a la 1756:2001.

Resulta evidente, que en el caso de la propuesta de norma, debido a la disminución desarrollada en la ciudad de Valencia se ve influenciada en el análisis sísmico donde presenta una notable reducción de los cortes totales desarrollados en la base de las edificaciones, así mismo a pesar de que los períodos fundamentales estimados para ambas normativas son equivalentes las aceleraciones que se desarrollan en el espectro inelástico de la norma vigente a pesar de que se encuentra en la rama de periodos largos esta presenta aceleraciones más altas que en el caso de la norma propuesta. (Ver Gráfica 37)

**Gráfica 37.** Representación del período fundamental estimado  $T_a$  en los espectros de diseño – Caso 1 – Grupo A con A2.



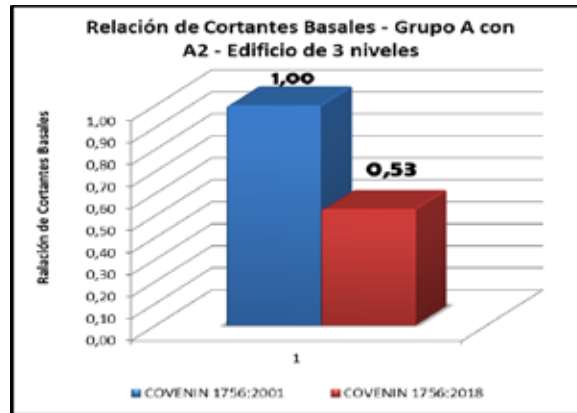
Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 16.** Relación de cortantes basales por edificación, caso 1.

Relación de cortes basales (tonf) - CASO GRUPO A CON A2		
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018
3	1,00	0,53
5	1,00	0,54
8	1,00	0,54

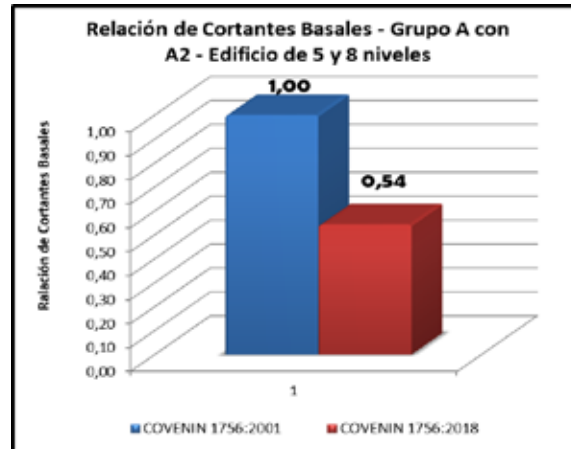
Fuente: Alvarado A. (2020).

**Gráfica 38.** Relación de cortantes basales respecto a la norma COVENIN vigente, Edificio de 3 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Gráfica 39.** Relación de cortantes basales respecto a la norma COVENIN vigente, Edificio de 5 y 8 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con las gráficas 38 y 39, se presentan las relaciones de cortantes basales respecto a la norma vigente, para un edificio de 3, 5 y 8 niveles (siendo esta la unidad patrón). En este orden de ideas, se puede apreciar que la norma vigente genera el valor de cortante más elevado, siendo este en promedio un 47% superior al obtenido por el método estático de la norma propuesta.

**Tabla 17.** Distribución de Fuerzas Laterales por Edificación, caso 1.

<b>Distribución de Fuerzas Laterales (Tonf) por nivel - Edif. 3 Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
3	91,43	48,31
2	56,26	29,73
1	28,13	14,87
<b>Distribución de Fuerzas Laterales por nivel (Tonf) - Edif. 5 Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
5	77,01	40,01
4	51,50	29,06
3	40,94	20,69
2	27,29	11,46
1	13,65	4,23
<b>Distribución de Fuerzas Laterales por nivel (Tonf) - Edif. 8 Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
8	62,86	33,58
7	37,38	20,32
6	32,26	17,54
5	26,88	14,61
4	21,51	11,69
3	16,85	9,16
2	11,23	6,10
1	5,62	3,05

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 18.** Derivas Inelástica por cada edificación, caso 1, considerando el total del área gruesa.

<b>DERIVAS INELÁSTICAS - DIRECCIÓN X Y Y - Edif. 3</b>		
<b>Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
3	0,011	0,00491725
2	0,013	0,00614975
1	0,008	0,0038845
0	0,000	0
<b>DERIVAS INELÁSTICAS- DIRECCIÓN X Y Y - Edif. 5</b>		
<b>Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
5	0,010	0,0025585
4	0,013	0,0036805
3	0,015	0,004199
2	0,013	0,004216
1	0,007	0,002397
0	0,000	0
<b>DERIVAS INELÁSTICAS - DIRECCIÓN X Y Y -Edif. 8</b>		
<b>Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
8	0,009	0,004
7	0,011	0,005
6	0,014	0,007
5	0,015	0,007
4	0,015	0,007
3	0,012	0,006
2	0,009	0,004
1	0,004	0,002
0	0,000	0,000

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 19.** Derivas Inelástica por cada edificación, caso 1, considerando la variación de los momentos de inercia de secciones agrietadas.

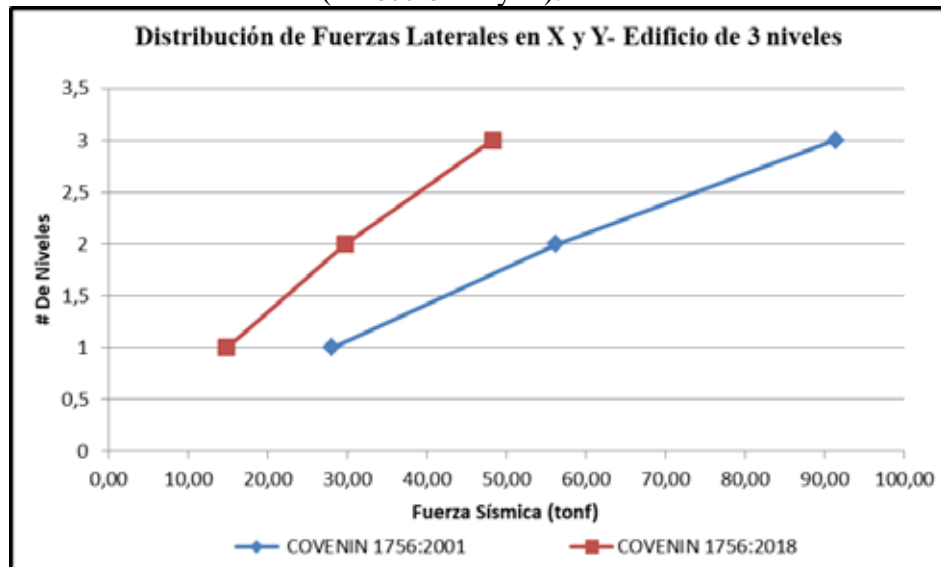
<b>DERIVAS INELÁSTICAS - DIRECCIÓN X Y Y - Edif. 3</b>		
<b>Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
3	0,011	0,012
2	0,013	0,013
1	0,008	0,007
0	0,000	0,000
<b>DERIVAS INELÁSTICAS- DIRECCIÓN X Y Y - Edif. 5</b>		
<b>Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
5	0,010	0,0129
4	0,013	0,0151
3	0,015	0,0156
2	0,013	0,0133
1	0,007	0,0061
0	0,000	0,0000
<b>DERIVAS INELÁSTICAS - DIRECCIÓN X Y Y -Edif. 8</b>		
<b>Niveles</b>		
<b># de Niveles</b>	<b>COVENIN 1756:2001</b>	<b>COVENIN 1756:2018</b>
8	0,0086	0,0115
7	0,0106	0,0131
6	0,0140	0,0158
5	0,0147	0,0162
4	0,0147	0,0152
3	0,0124	0,0122
2	0,0094	0,0089
1	0,0039	0,0036
0	0,0000	0,0000

Fuente: Alvarado A. (2020).

Seguidamente, se desarrollará el caso 1 de grupos de uso A con A2 donde el valor límite de derivas a utilizar para este análisis es 0,016 (secciones no susceptibles a sufrir daños) y 0,012 (para secciones dúctiles susceptibles a sufrir daños) y a su vez aplicado en el caso de la normativa propuesta el factor de amplificación de desplazamientos elásticos “ $C_d$ ” será 4,25 (correspondiente a un ND3 y un sistema sismorresistente I-a) para la obtención de las derivas en cada edificación a estudiar.

**Edificio de 3 niveles:**

**Gráfica 40.** Distribución de fuerzas laterales – Caso 1 – Grupo A con A2 (Dirección X y Y).



Fuente: Alvarado A. (2020).

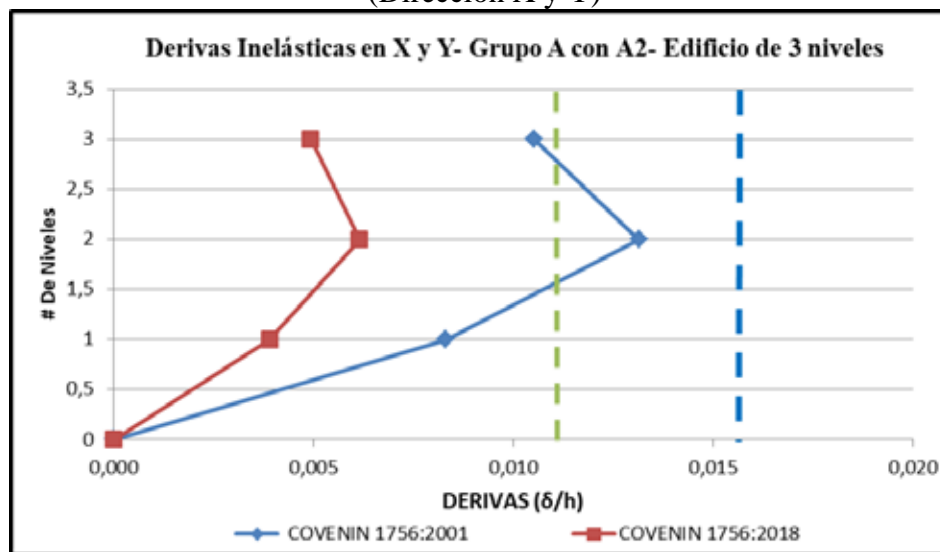
**Tabla 20.** Relación de fuerzas laterales para la edificación de 3 niveles, caso 1.

Relación de Fuerzas Laterales por nivel - Edif. 3 Niveles		
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018
3	1,00	0,53
2	1,00	0,53
1	1,00	0,53

Fuente: Alvarado A. (2020).

Según la Gráfica 40, se puede observar la distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, donde para ambas normativas analizadas presenta una distribución lineal creciente, siendo la fuerza sísmica en el techo más elevada, donde resulta evidente como predomina la norma vigente, desarrollando una dispersión de 47% que permanece a medida que aumentan los niveles.

**Gráfica 41.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g=1,00$ , Edif. 3 niveles (Dirección X y Y)

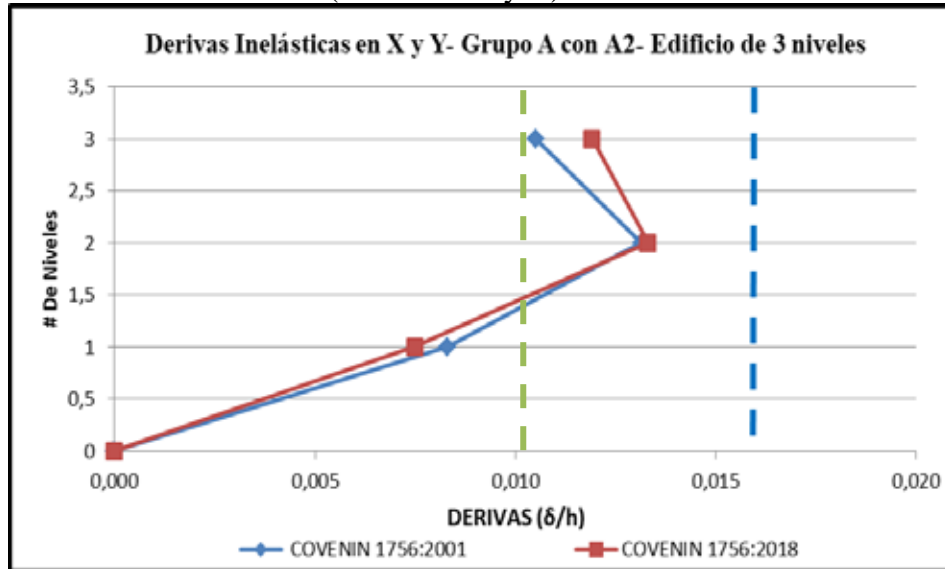


Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con los resultados obtenidos en la gráfica 41, se puede apreciar que las derivas inelásticas de ambas normativas cumplen para las dos direcciones de análisis con los valores límites normativos en el caso de edificaciones esenciales para aquellos los elementos no son susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura, así mismo en el caso de los límites correspondientes a las secciones capaces de sufrir daños por deformaciones se observa que respecto a la norma vigente esta supera dichos límites por un 8% aproximadamente, mientras que en el caso de la norma propuesta se encuentra entre un 40% y 70% de derivas menores a la establecida por dicho límite.

Seguidamente, se muestra el comportamiento de la edificación cuando las secciones agrietadas se trabajan con momentos de inercia menores de 1,00 ( $I_g < 1,00$ ). (Ver Gráfica 42)

**Gráfica 42.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g < 1,00$  Edif. 3 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

En relación con la Gráfica 14, las derivas inelásticas de entrepisos alcanzadas, se puede apreciar que ambas normativas cumplen para las direcciones de análisis con los valores límites normativos en el caso de edificaciones esenciales para aquellos elementos no son susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura, por otro lado en el caso de los límites donde dichas secciones son capaces de sufrir daños se evidencia que ambas curvas pasan los límites de derivas normativas por un 5% a 8%.

Por otro lado, se puede observar en los primeros dos niveles la edificación que desarrolla el mismo comportamiento, donde la dispersión de los resultados es mínima, a diferencia del último nivel donde la normativa propuesta desarrolla derivas más rigurosas, donde a pesar de esto la edificación diseñada por la norma vigente, puede proporcionar resistencia suficiente para absorber la acción sísmica.

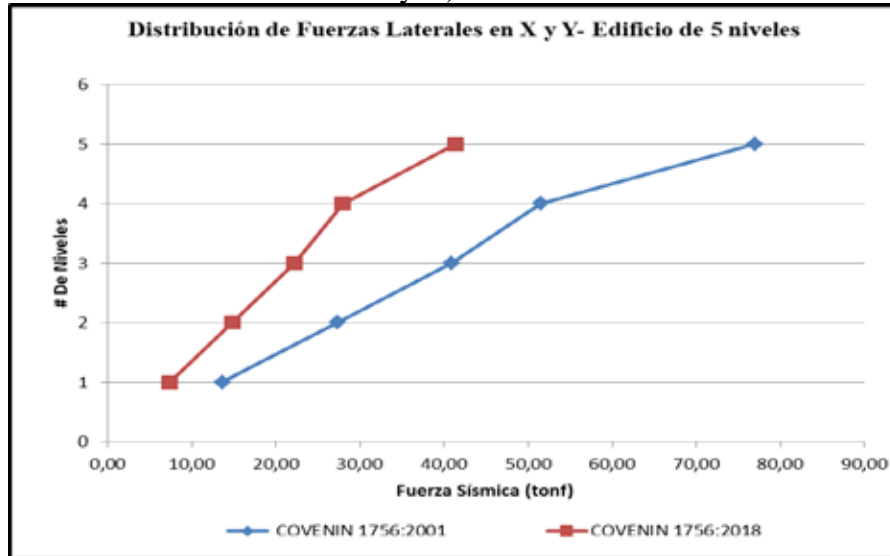
Así mismo, es importante destacar que en el comportamiento que se interpretó anteriormente en la distribución de fuerzas laterales donde la norma vigente resulto ser evidentemente más exigente y desarrolla fuerzas sísmicas más elevadas, se observa en los resultados de las derivas que estas además de otros factores son dependientes de dichas fuerzas laterales, lo cual resulta importante resaltar que la normativa propuesta desarrolla las derivas más altas y exigentes en el caso de la variación en los momentos de inercia de las secciones agrietadas ( $I_g < 1,00$ ).

Esto se debe a que la normativa propuesta en la sección de requisitos para la modelación, análisis y diseño de la estructura, establece que las rigideces de los elementos estructurales para el caso de miembros de concreto armado para el análisis elástico se usarán rigideces a flexión de las secciones agrietadas donde pasan de trabajar con momentos de inercia de 1,00 en la normativa vigente a 0,70 en el caso del diseño de columnas y 0,35 en vigas, cabe destacar que estas condiciones de rigideces en los elementos estructurales no se hace mención en la normativa vigente.

Así mismo, de acuerdo con lo propuesto por la normativa 1756:2018, conlleva a que en el diseño de las edificaciones estas desarrollen un aumento en los desplazamientos que puede desarrollar la estructura y a su vez esta sea capaz de alcanzar una respuesta estructural que satisfaga los límites de desempeño y máxima capacidad de rigidez estructural para soportar dicha desplazabilidad.

**Edificio de 5 niveles:**

**Gráfica 43.** Distribución de fuerzas laterales – Caso 1 – Grupo A con A2 (Dirección X y Y).



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 21.** Relación de fuerzas laterales para la edificación de 5 niveles, caso 1.

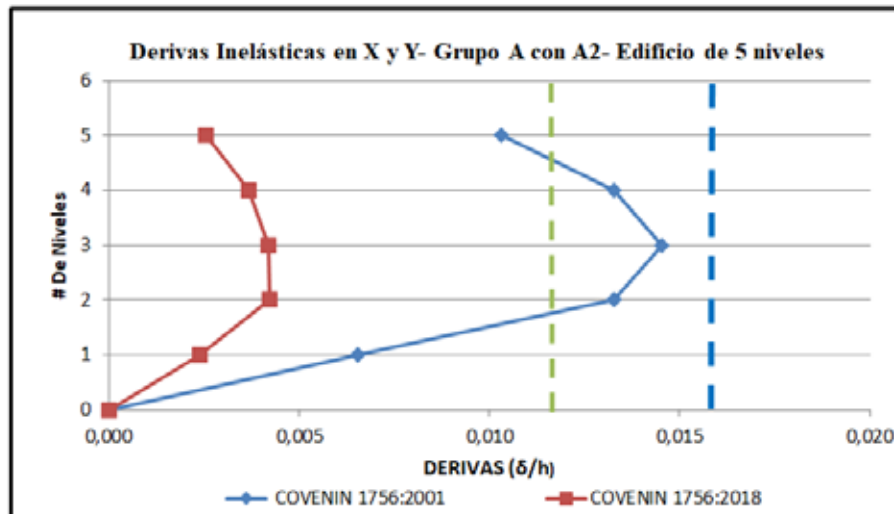
Relación de Fuerzas Laterales por nivel - Edif. 5 Niveles		
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018
5	1,00	0,54
4	1,00	0,54
3	1,00	0,54
2	1,00	0,54
1	1,00	0,54

Fuente: Alvarado A. (2020).

En sentido, referente a la distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel para el edificio de 5 niveles, la normativa vigente considerada como el 100% con respecto a la norma propuesta donde esta desarrolla un 46% de fuerzas laterales menores. Por otro lado, resulta importante resaltar que de acuerdo con el

comportamiento de la edificación de 3 niveles, la de 5 mantiene su condición lineal y a su vez con el mismo porcentaje de dispersión entre los resultados de las normativas.

**Gráfica 44.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g=1,00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y)

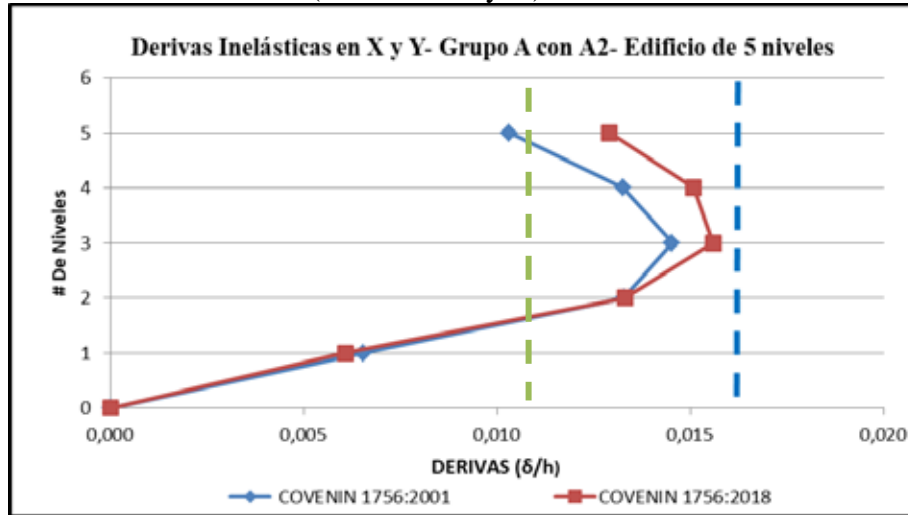


Fuente: Alvarado A. (2020).

En este sentido, de acuerdo con los resultados obtenidos en la gráfica 44, se puede apreciar que las derivas inelásticas de ambas normas cumplen para las dos direcciones de análisis con los valores límites normativos donde en el caso de elementos no susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura se observa que la norma vigente presenta un 7% de derivas menores a los límites establecidos, mientras que en la 1756:2018 desarrolla derivas de aproximadamente 73% menores a este.

Por otro lado, de acuerdo con los límites correspondientes a las secciones capaces de sufrir daños por deformaciones se observa que respecto a la norma vigente esta supera dichos límites por un 20% aproximadamente, mientras que en el caso de la norma propuesta se encuentra entre un 60% y 80% de derivas menores a la establecida por dicho límite.

**Gráfica 45.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g < 1,00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

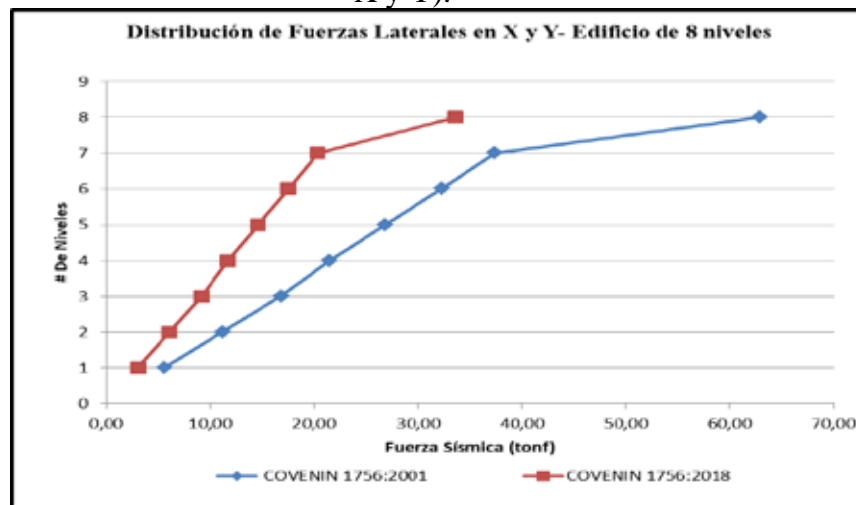
En relación con la Gráfica 45, las derivas inelásticas de entrepisos alcanzadas, se puede observar que ambas normativas cumplen para las dos direcciones de análisis con los valores límites normativos donde en el caso de elementos no susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura (0.016) se observa que la norma 1756:2018 desarrolla derivas de aproximadamente 3% menores a dicho límite y 7% en el caso de la norma vigente, mientras que en el caso de los límites correspondientes a las secciones capaces de sufrir daños por deformaciones de la estructura se observa que la norma propuesta supera por un 23% aproximadamente las derivas límites normativas.

En este sentido, se puede observar que en los primeros dos niveles la edificación desarrolla el mismo comportamiento y derivas equivalentes, donde la dispersión de los valores resulta insignificante entre las normativas, así mismo a partir del tercer nivel se alcanza la deriva más elevada en ambas normas, seguido del cuarto y último nivel donde las derivas disminuyen presentando variaciones entre 7% y 20% de valores superiores en el caso de la propuesta de norma.

Con esto se evidencia que la norma vigente a partir del 3er nivel, se torna mucho menos exigente en cuanto al nivel de desplazabilidad lateral permitido, lo que genera diseños más conservadores.

**Edificio de 8 niveles:**

**Gráfica 46.** Distribución de fuerzas laterales – Caso 1 – Grupo A con A2 (Dirección X y Y).



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 22.** Relación de fuerzas laterales para la edificación de 8 niveles, caso 1.

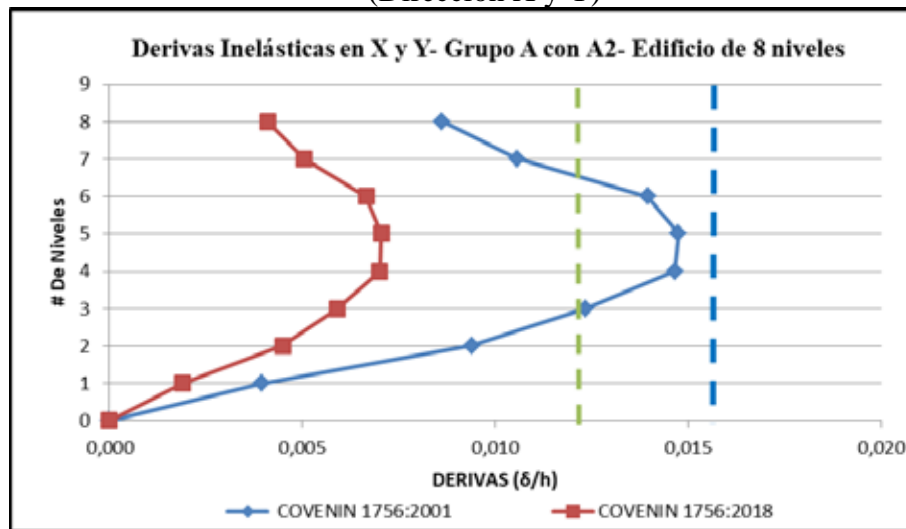
Relación de Fuerzas Laterales por nivel - Edif. 8 Niveles		
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018
8	1,00	0,53
7	1,00	0,54
6	1,00	0,54
5	1,00	0,54
4	1,00	0,54
3	1,00	0,54
2	1,00	0,54
1	1,00	0,54

Fuente: Alvarado A. (2020).

Por otra parte, en referencia a la distribución de fuerzas laterales por nivel, en la Gráfica 42 se aprecia que ambas normativas analizadas siguen manteniendo el mismo comportamiento respecto al obtenido en la edificación de 3 y 5 niveles, donde la edificación con fuerzas laterales superiores se desarrollan en la norma vigente, manteniendo el 46% de dispersión presentadas en los casos de la edificaciones de menor altura.

Así mismo, resulta importante resaltar que de acuerdo de las tres edificaciones estudiadas desarrollan el mismo comportamiento, con carácter lineal.

**Gráfica 47.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g=1,00$ , Edif. 8 niveles (Dirección X y Y)

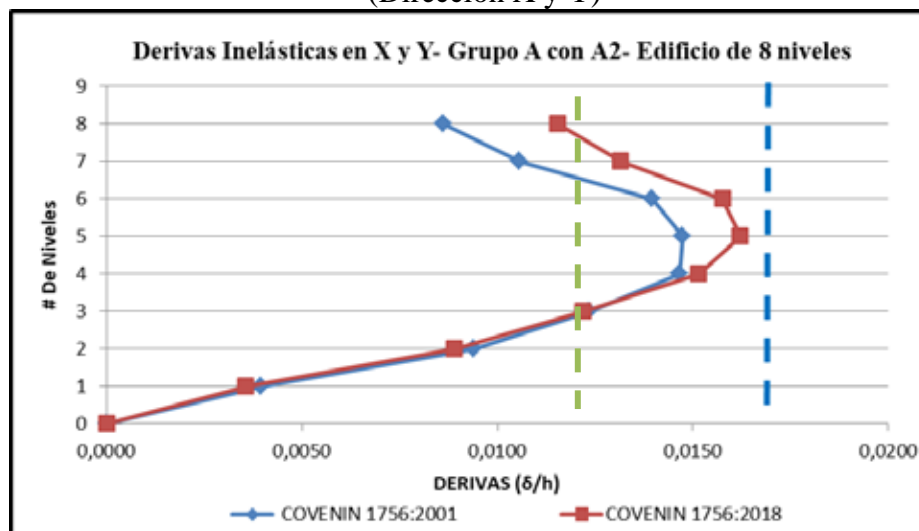


Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con los resultados obtenidos en la gráfica 47, se puede apreciar que las derivas inelásticas de ambas normas cumplen con los límites normativos en ambas direcciones de análisis donde en el caso de elementos no susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura (0,016) se observa que la norma vigente presenta un 6% de derivas menores a los límites establecidos, mientras que en la 1756:2018 desarrolla derivas de aproximadamente 55% menores a dicho límite.

Por otro lado, de acuerdo con los límites correspondientes a las secciones capaces de sufrir daños por deformaciones se observa que respecto a la norma vigente esta supera dichos límites por un 20% aproximadamente, mientras que en el caso de la norma propuesta las derivas se encuentran entre un 40% y 60% de derivas menores a la establecida por dicho límite.

**Gráfica 48.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g < 1,00$ , Edif. 8 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

Seguidamente, de acuerdo con la Gráfica 48, las derivas de entrepisos alcanzadas en ambas normativas cumplen para ambas direcciones de análisis con los límites normativos en el caso de edificaciones residenciales para los elementos no susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura, por otro lado en el caso de los límites donde dichas secciones son capaces de sufrir daños se evidencia que ambas curvas pasan los límites de derivas normativas por un 14% en el caso de la norma vigente y 25% en la norma propuesta.

En este sentido, se puede observar que en los primeros tres niveles la edificación desarrolla el mismo comportamiento y derivas equivalentes, donde la dispersión de los valores resulta despreciable entre las normativas, así mismo a partir del cuarto nivel la norma propuesta alcanza desplazamientos mayores con respecto a

la norma vigente y seguidamente en el quinto nivel dicha norma desarrolla la desplazabilidad más elevada, y permanece predominante hasta el último nivel donde la dispersión entre las derivas se encuentra alrededor del 3% y 24%.

Finalmente, la norma propuesta partir del 3er nivel, se torna mucho más rigurosa en cuanto a los niveles de desplazabilidad lateral que desarrolla, lo que genera diseños que permitan que la edificación desarrolle una capacidad mayor de desempeño estructural en los límites previamente establecidos.

Posteriormente, en la Tabla\*\* se muestra los porcentajes de diferencia promedio evidenciados en las gráficas ilustradas con anterioridad.

**Tabla 23.** Variaciones promedios de las derivas inelástica por cada edificación, caso 1, considerando la modificación de los momentos de inercia de secciones agrietadas

COMPARACIÓN DE DERIVAS INELÁSTICAS - CASO 1		
NORMA	EDIFICIO DE 3 NIVELES	
	Deriva promedio (	
COVENIN 1756:2001	0,0107	
COVENIN 1756:2018	Condición de sección agrietada $I_g=1,00$	Condición de sección agrietada $I_g 1,00$
	0,0050	0,0109
%		
	53	2
NORMA	EDIFICIO DE 5 NIVELES	
	Deriva promedio (	
COVENIN 1756:2001	0,0116	
COVENIN 1756:2018	Condición de sección agrietada $I_g=1,00$	Condición de sección agrietada $I_g 1,00$
	0,0034	0,0126
%		
	71	8
NORMA	EDIFICIO DE 8 NIVELES	
	Deriva promedio (	
COVENIN 1756:2001	0,0110	
COVENIN 1756:2018	Condición de sección agrietada $I_g=1,00$	Condición de sección agrietada $I_g 1,00$
	0,0053	0,0121
%		
	52	9

Fuente: Alvarado A. (2020).

Respecto a los porcentajes de variación observados en la Tabla 23, es notorio que la normativa 1756:2018 al ser trabajada con una condición de secciones agrietadas igual a 1,00 resulta en promedio entre un 50% a 71% menor a las derivas desarrolladas por la norma vigente, mientras que en el caso de variación en dichas secciones agrietadas menores de 1,00 la norma propuesta presenta desplazamientos más elevados en la respuesta estructural de la edificación estudiada, entre un 2% y 10% de derivas superiores a la norma vigente.

#### **4.4.2 Caso de Estudio 2: Ciudad de Valencia, Forma espectral S1 y clase de sitio AB.**

Inicialmente, de acuerdo con los resultados obtenidos en la fase III, donde se obtuvieron aquellas diferencias entre los tipos de suelos de acuerdo a diversas condiciones topográfica según lo propuesto por la norma 1756:2018 y formas espectrales definidas por la norma vigente, se establece estudiar un segundo caso donde se desarrollen diversas condiciones de topografía y profundidad al basamento rocoso para la normativa propuesta y analizar e interpretar la influencia en el diseño de las edificaciones según los diversos factores de sitio que establece la propuesta.

Seguidamente, se realizaron los casos de la aplicación del Método Estático Equivalente según la Norma “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001, y el Método Estático Elástico según la Norma “Construcciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2018, de igual forma como se llevó a cabo en el caso 1, las diferencias en el presente caso es que se desarrolló con un grupo de uso B2 (Residencial), una clase de sitio AB variando las condiciones topográficas desde leve, moderada y severa, con profundidades al lecho rocoso de 30m (en el caso de una condición leve), 500m (en el caso de una condición moderada) y finalmente 1000m (condición severa). Así mismo, el resto de los parámetros sísmicos permanecieron sin variación.

Finalmente, seguido de la aplicación de los métodos de análisis, las fuerzas sísmicas laterales obtenidas en ambas normativas fueron introducidas en el modelo

computarizado (ETABS 18.2) de las edificaciones, correspondiente al predimensionado realizado con anterioridad, para así obtener desplazamientos laterales y derivas. Así mismo, este procedimiento fue realizado para las edificaciones de 3, 5 y 8 niveles correspondientes al segundo caso en estudio.

En este orden de ideas, de acuerdo a las diferentes edificaciones evaluadas, se tienen los siguientes resultados respecto al caso 2 de comparación de suelos rocosos.

**Tabla 24.** Aceleraciones espectrales por edificación, caso 2.

<b>ACELERACIONES ESPECTRALES POR EDIFICACIÓN</b>			
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 3 NIVELES</b>		
	<b>Ad (g)</b>		
COVENIN 1756:2001	0,1254		
COVENIN 1756:2018	<b>Condición Leve - H=30m</b>	<b>Condición Moderada - H=500m</b>	<b>Condición Severa - H=1000m</b>
	0,0543	0,0684	0,0836
<b>%</b>	57	45	33
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 5 NIVELES</b>		
	<b>Ad (g)</b>		
COVENIN 1756:2001	0,0900		
COVENIN 1756:2018	<b>Condición Leve - H=30m</b>	<b>Condición Moderada - H=500m</b>	<b>Condición Severa - H=1000m</b>
	0,0398	0,0526	0,0669
<b>%</b>	56	42	26
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 8 NIVELES</b>		
	<b>Ad (g)</b>		
COVENIN 1756:2001	0,0632		
COVENIN 1756:2018	<b>Condición Leve - H=30m</b>	<b>Condición Moderada - H=500m</b>	<b>Condición Severa - H=1000m</b>
	0,0280	0,0370	0,0470
<b>%</b>	56	42	26

Fuente: Alvarado A. (2020).

En este sentido, de acuerdo con la información desglosada en la Tabla 24 de porcentaje de variación, podemos observar el comportamiento de las aceleraciones espectrales “Ad” según los períodos establecidos anteriormente, donde se destaca que

para edificaciones de 3, 5 y 8 niveles en el caso de una clase de sitio AB (rocosos), la normativa vigente establece valores de aceleraciones mayores a los de la norma propuesta, presentando menor diferencia cuando se trata de una severidad topográfica más elevada y una profundidad al lecho rocoso mayor.

**Tabla 25.** Fuerzas Cortantes Basales por Edificación

<b>CORTES BASALES <math>V_{ox}</math> y <math>V_{oy}</math> (Tonf) CASO SUELOS S1 CON CLASE DE SITIO AB</b>					
# de Niveles		COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
			Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
3	Edif. 3N	135,25	58,50	73,72	90,12
5	Edif. 5N	161,84	71,64	94,57	120,37
8	Edif. 8N	181,57	80,38	106,11	135,04

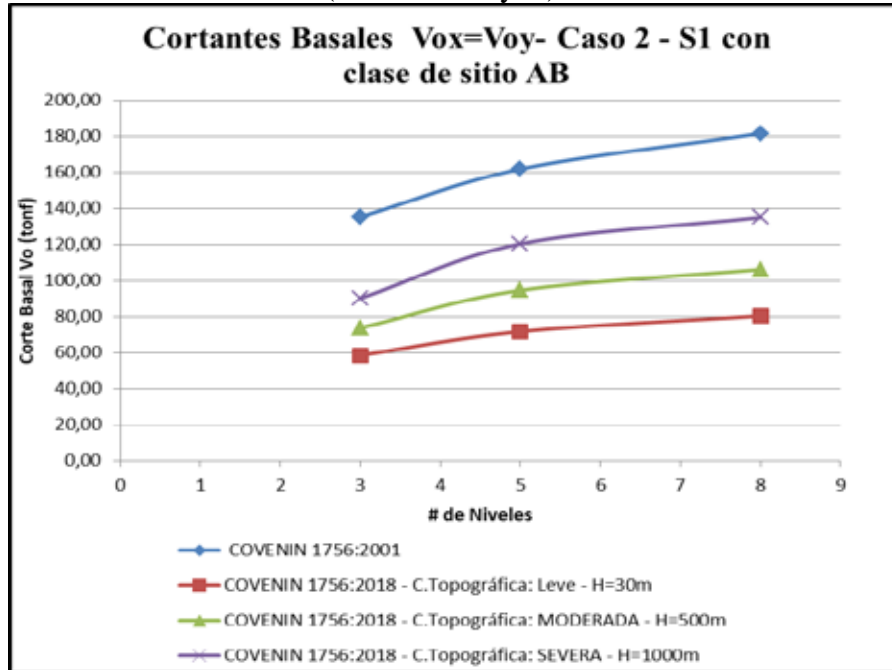
Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con los resultados obtenidos en la Gráfica 48, para las edificaciones estudiadas (3, 5 y 8 niveles) ambas normativas desarrollan un mismo comportamiento en cuanto a las variaciones presentadas en los cortantes basales, cuyas diferencias se mantienen a medida que aumentan los niveles de las edificaciones.

En este sentido, se obtuvieron cortantes basales comprendidos en un rango de 135 a 181Tonf para el caso de la norma vigente, así mismo para a norma propuesta se tiene 58 Tonf a 80Tonf en su condición topográfica leve con H=30m, de 73Tonf a 106Tonf en el caso de una condición moderada con H=500m y finalmente 90tonf a 135Tonf en su mayor severidad topográfica y H=1000m.

En este orden de ideas, se puede apreciar que la norma vigente presenta los resultados más elevados y con un mayor grado de amplificación de cortantes basales como se demuestra en la gráfica, así mismo los valores obtenidos presentan una dispersión con respecto a la norma propuesta entre un 20% y 56% de cortes basales menores a la 1756:2001.

**Gráfica 49.** Cortantes basales por edificación - Caso 2 – S1 con Clase de Sitio AB (Dirección X y Y).

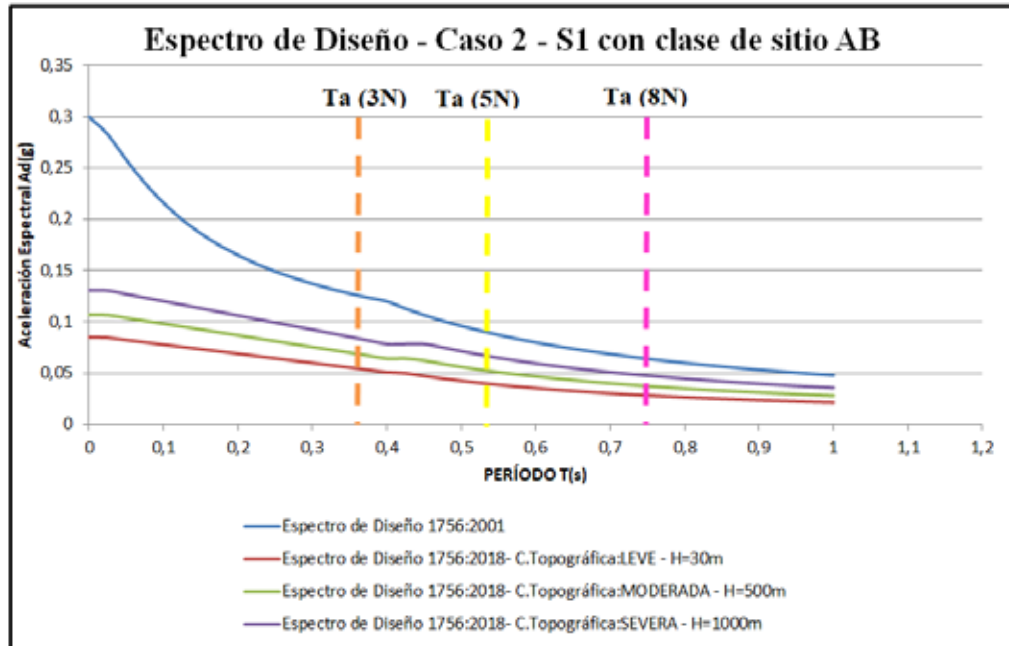


Fuente: Alvarado A. (2020).

Por otro lado, resulta evidente, que en el caso de la propuesta de norma, debido a la disminución desarrollada en la ciudad de Valencia se ve influenciada en el análisis sísmico donde presenta una notable reducción de los cortes totales desarrollados en la base de las edificaciones, así mismo es importante destacar que a pesar de aplicar distintas condiciones de suelos con mayor grado de exigencias según la norma propuesta, se tiene que la normativa más demandante es la 1756:2001.

Así mismo, los períodos fundamentales estimados para ambas normativas son equivalentes, donde las aceleraciones que se desarrollan en el espectro inelástico de la norma vigente a pesar de que se encuentra en la rama de períodos largos esta presenta aceleraciones más altas que en los casos de la norma propuesta. (Ver Gráfica 50).

**Gráfica 50.** Representación del período fundamental estimado  $T_a$  en los espectros de diseño – Caso 2 –S1 con clase de sitio AB.



Fuente: Alvarado A. (2020).

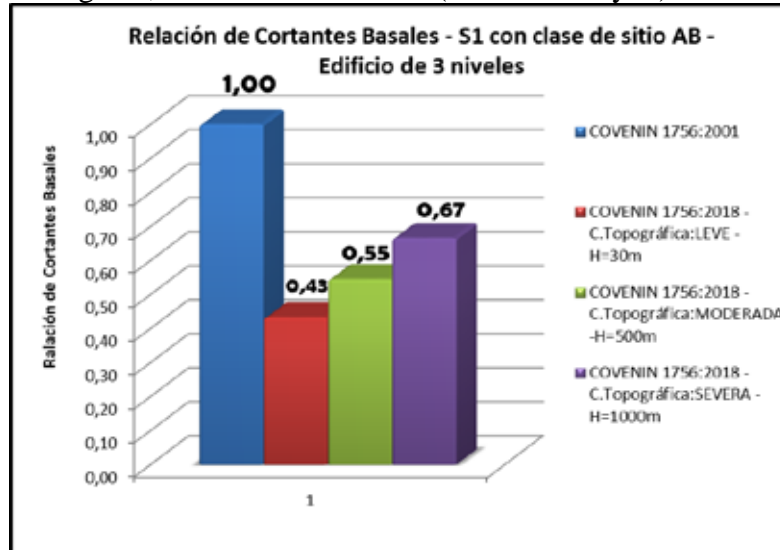
**Tabla 26.** Relación de cortantes basales por edificación, caso 2.

RELACIÓN DE CORTES BASALES $V_{ox}$ y $V_{oy}$ (Tonf) CASO SUELOS S1 CON CLASE DE SITIO AB				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
3	1,00	0,43	0,55	0,67
5	1,00	0,44	0,58	0,74
8	1,00	0,44	0,58	0,74

Fuente: Alvarado A. (2020).

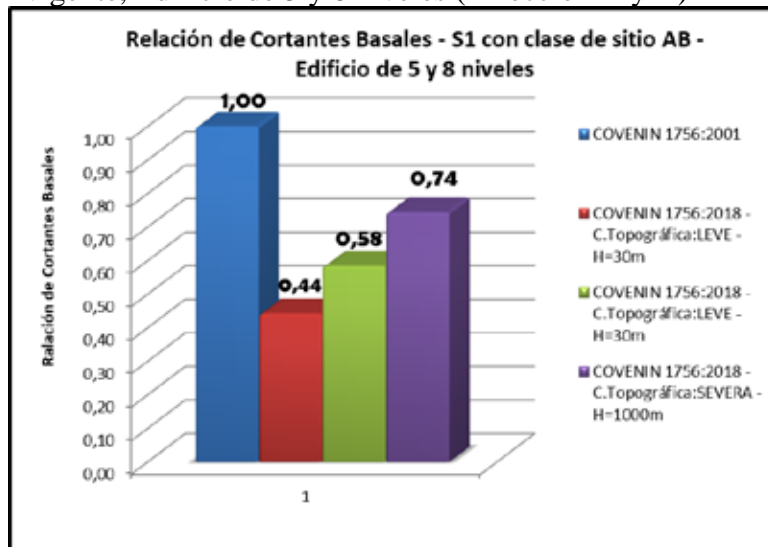
De acuerdo con los resultados de la Gráfica 51 y 52, se presentan las relaciones de cortantes basales respecto a la norma vigente, para un edificio de 3, 5 y 8 niveles (siendo esta la unidad patrón), para cada caso estudiado según las condiciones de suelos propuestas.

**Gráfica 51.** Relación de cortantes basales respecto a la norma COVENIN vigente, Edificio de 3 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Gráfica 52.** Relación de cortantes basales respecto a la norma COVENIN vigente, Edificio de 5 y 8 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

En este sentido, se puede apreciar que la norma vigente genera el valor de cortante más elevado, siendo este en promedio un 56% superior en el caso de una condición topográfica leve con un H=30m, por otro lado para una condición

moderada la norma vigente desarrolla un 32% de cortes superiores y finalmente el corte más cercano al de la norma vigente presenta un 26% de diferencia en su mayor condición de severidad topográfica y profundidad al basamento rocoso de 1000m al obtenido por el método estático de la norma propuesta.

**Tabla 27.** Distribución de Fuerzas Laterales por Edificación, caso 1.

<b>Distribución de Fuerzas Laterales (Tonf) por nivel - Edif. 3 Niveles - S1 Con clase de sitio AB</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
3	70,33	30,42	38,34	46,86
2	43,28	18,72	23,59	28,84
1	21,64	9,36	11,80	14,42
<b>Distribución de Fuerzas Laterales (Tonf) por nivel - Edif. 5 Niveles - S1 Con clase de sitio AB</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
5	59,24	26,07	34,19	43,28
4	39,62	17,60	23,32	29,77
3	31,49	13,99	18,53	23,66
2	20,99	9,33	12,36	15,77
1	10,50	4,66	6,18	7,89
<b>Distribución de Fuerzas Laterales (Tonf) por nivel - Edif. 8 Niveles - S1 Con clase de sitio AB</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
8	69,20	23,28	30,32	38,15
7	41,16	14,09	18,70	23,90
6	35,50	12,15	16,13	20,62
5	29,59	10,13	13,44	17,18
4	23,67	8,10	10,75	13,74
3	18,47	6,32	8,39	10,72
2	12,31	4,21	5,59	7,15
1	6,16	2,11	2,80	3,57

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 28.** Derivas Inelástica por cada edificación, caso 2, considerando el total del área gruesa.

<b>DERIVAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN X y Y (Tonf) por nivel - Edif. 3 Niveles</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
3	0,008	0,008	0,009	0,012
2	0,010	0,008	0,011	0,013
1	0,00639	0,005	0,00595	0,007
0	0,000	0,000	0,000	0,000
<b>DERIVAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN X y Y (Tonf) por nivel - Edif. 5 Niveles</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
5	0,008	0,008	0,011	0,014
4	0,010	0,010	0,013	0,016
3	0,011	0,010	0,013	0,016
2	0,010	0,008	0,011	0,014
1	0,005	0,004	0,005	0,006
0	0,000	0,000	0,000	0,000
<b>DERIVAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN X y Y (Tonf) por nivel - Edif. 8 Niveles</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
8	0,007	0,008	0,011	0,014
7	0,009	0,009	0,012	0,015
6	0,012	0,011	0,015	0,019
5	0,013	0,011	0,015	0,019
4	0,013	0,011	0,014	0,018
3	0,011	0,009	0,011	0,014
2	0,008	0,006	0,008	0,010
1	0,003	0,002	0,003	0,004
0	0,000	0,000	0,000	0,000

Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 29.** Derivas Inelástica por cada edificación, caso 2, considerando la variación de los momentos de inercia de secciones agrietadas.

<b>DERIVAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN X y Y (Tonf) por nivel - Edif. 3 Niveles</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
3	0,0081	0,0031	0,0039	0,0048
2	0,0101	0,0039	0,0049	0,0060
1	0,0064	0,0024	0,0031	0,0038
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
<b>DERIVAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN X y Y (Tonf) por nivel - Edif. 5 Niveles</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
5	0,0079	0,0031	0,0041	0,0052
4	0,0102	0,0040	0,0053	0,0067
3	0,0112	0,0044	0,0058	0,0073
2	0,0102	0,0040	0,0053	0,0067
1	0,0050	0,0020	0,0026	0,0033
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
<b>DERIVAS INELÁSTICAS EN DIRECCIÓN X y Y (Tonf) por nivel - Edif. 8 Niveles</b>				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
8	0,0074	0,0028	0,0037	0,0047
7	0,0091	0,0035	0,0046	0,0058
6	0,0120	0,0046	0,0061	0,0077
5	0,0126	0,0049	0,0064	0,0082
4	0,0125	0,0049	0,0064	0,0081
3	0,0105	0,0041	0,0054	0,0069
2	0,0080	0,0031	0,0041	0,0052
1	0,0034	0,0013	0,0017	0,0022
0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

Fuente: Alvarado A. (2020).

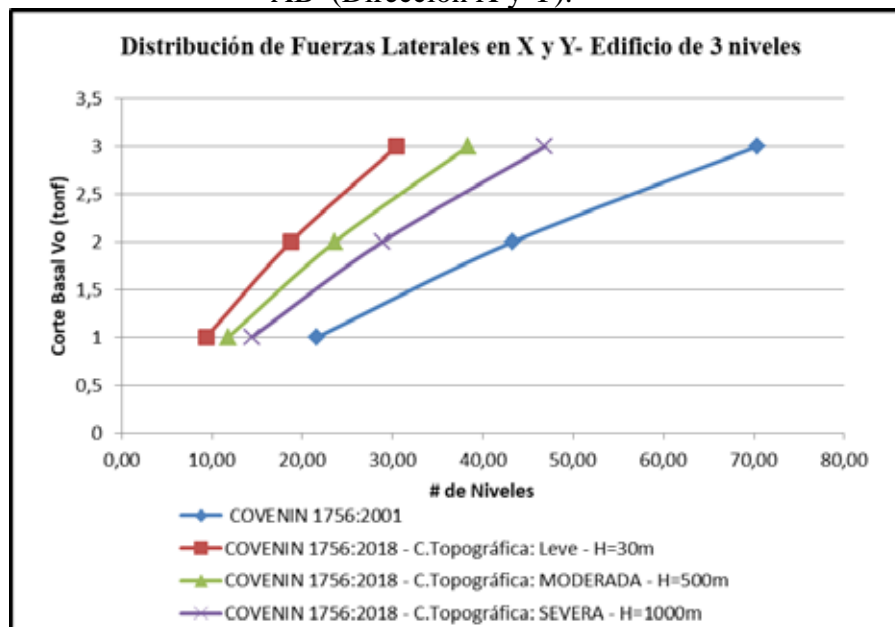
Seguidamente, se desarrollará el caso 2 de forma espectral S1 con clase de sitio AB donde el valor límite de derivas a utilizar para este análisis es 0,024 en la norma

vigente y 0,022 según la norma propuesta (secciones no susceptibles a sufrir daños) y 0,018 en ambos casos para secciones dúctiles susceptibles a sufrir daños.

Por otro lado, se aplicó en el caso de la normativa propuesta el factor de amplificación de desplazamientos elásticos “ $C_d$ ” igual a 4,25 (correspondiente a un ND3 y un sistema sismorresistente I-a) para la obtención de las derivas en cada edificación a estudiar.

### Edificio de 3 niveles:

**Gráfica 53.** Distribución de fuerzas laterales – Caso 2 – S1 con clase de sitio AB (Dirección X y Y).



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 30.** Relación de fuerzas laterales para la edificación de 3 niveles, caso 1.

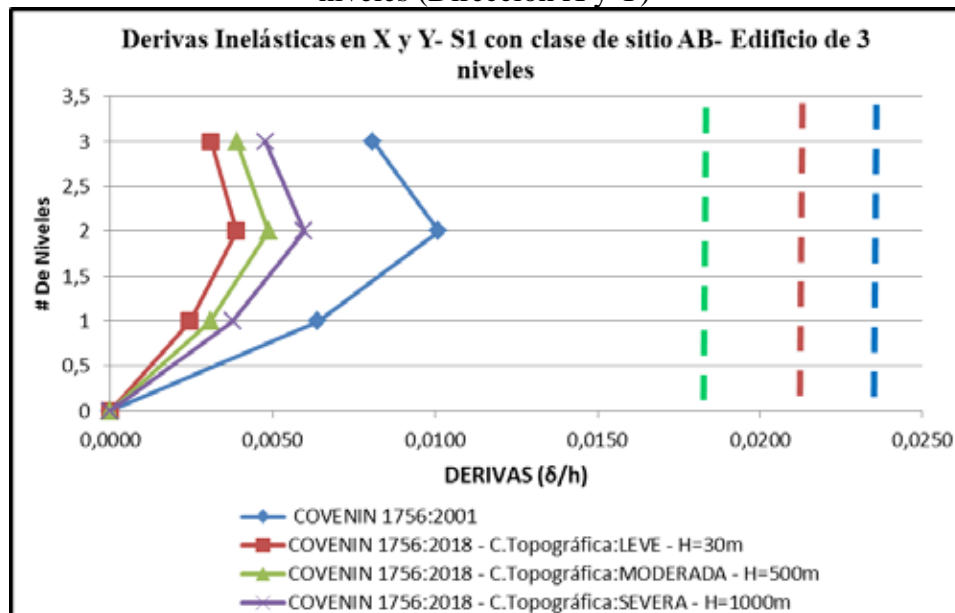
Relación de Fuerzas Laterales por nivel - Edif. 3 Niveles				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
3	1,00	0,43	0,55	0,67
2	1,00	0,43	0,55	0,67
1	1,00	0,43	0,55	0,67

Fuente: Alvarado A. (2020).

Según la Gráfica 53, se puede observar la distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, donde ambas normativas analizadas presenta una distribución lineal creciente, siendo la fuerza sísmica en el techo más elevada, donde resulta evidente como predomina la norma vigente, presentando un dispersión de 57% de fuerzas sísmicas más elevadas en el caso de una condición leve, por otro lado en una condición moderada las fuerzas laterales presenta una diferencia de 45% respecto a la norma vigente, y finalmente en el caso de mayor severidad y un H=1000m según la norma propuesta presenta un 33% de fuerzas sísmicas menores en relación con la 1756:2001.

Por otra parte, en referencia al comportamiento de las edificaciones, en la Gráfica 54 y 55, se presentan las derivas de entrepiso obtenidas para la edificación de 3 niveles, para los casos de secciones agrietadas igual a  $I_g=1.00$  y un  $I_g<1.00$  en dirección X e Y respectivamente.

**Gráfica 54.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g=1.00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

Inicialmente, en la Gráfica 54 se puede observar que ambas normas cumplen los límites de derivas previamente establecidos, donde es notable que para las limitaciones de componentes susceptibles y no susceptibles a sufrir daños por las deformaciones de la estructura cumplen para las distintas condiciones de suelos planteadas en el caso de la norma propuesta.

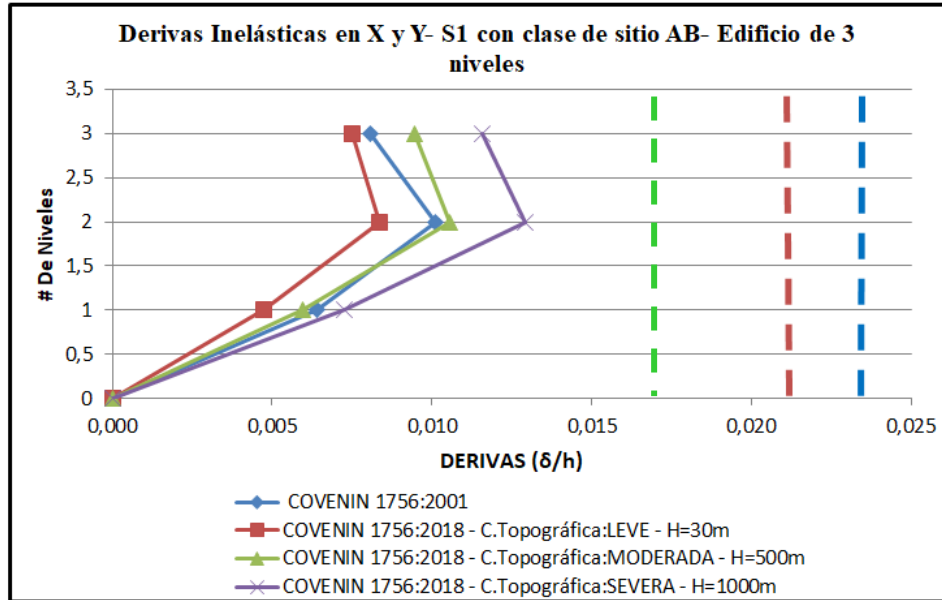
Así mismo, cabe destacar que de acuerdo con la norma vigente, la propuesta realizó una reducción de dichos límites de derivas a 8% menos, pasando de un 0,024 a 0,022 en el caso de elementos estructurales no susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura, por otro lado los límites donde dichas secciones son capaces de sufrir daños no presentaron ninguna variación.

En este sentido, es notorio que la norma vigente desarrolla derivas superiores en relación con las resultantes de la norma propuesta, donde a pesar de considerar las condiciones de topografía y profundidad al lecho rocoso más severas esta resulta ser menos rigurosa que la 1756:2001, a su vez se observa que en el caso de una condición leve la 1756:2018 desarrolla entre un 10% a 60% derivas inferiores a la norma vigente, así mismo para condiciones moderadas y severas la propuesta presenta una dispersión entre 10% a 50% de derivas menores en relación a la vigente norma.

En este orden de ideas, de acuerdo con la Gráfica 55, las derivas inelásticas de entrepisos alcanzadas cumplen para las dos direcciones de análisis con los valores límites normativos en el caso de edificaciones residenciales.

Por otro lado, se puede observar que en el primer nivel de la edificación para los diferentes casos estudiados las edificaciones desarrollan derivas similares donde en su condición topográfica moderada con  $H=500m$  la norma propuesta y la vigente desarrollan comportamientos similares presentando únicamente un 7% y 15% de variación donde en su último nivel la propuesta desarrolla derivas superiores a la vigente, así mismo en el caso de una condición severa la propuesta supera desde el primer nivel a la norma vigente entre un 12% a 30% respectivamente, finalmente en el caso de una condición de menor severidad representa el único caso donde desarrolla derivas menores en relación a la norma vigente.

**Gráfica 55.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g < 1,00$ , Edif. 3 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

En este orden de ideas, es importante destacar el comportamiento que se interpretó anteriormente en la distribución de fuerzas laterales donde la norma vigente resultó ser evidentemente más exigente y desarrolla fuerzas sísmicas más elevadas, se observa en los resultados de las derivas que estas además de otros factores son dependientes de dichas fuerzas laterales, lo cual resulta importante resaltar ya que la normativa propuesta desarrolla las derivas más altas y exigentes, así como en el caso 1.

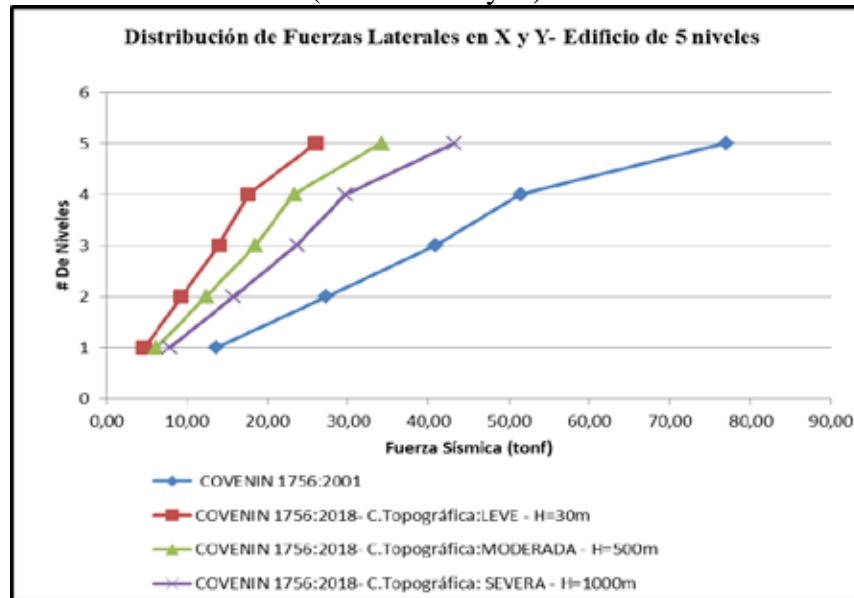
Lo cual se relaciona a que la normativa propuesta en la sección de requisitos para la modelación, análisis y diseño de la estructura como se mencionó anteriormente en el caso 1 establece que las rigideces de los elementos estructurales para el caso de miembros de concreto armado para el análisis elástico se usarán rigideces a flexión de las secciones agrietadas donde pasan de trabajar con momentos de inercia de 1,00 en la normativa vigente a 0,70 en el caso del diseño de columnas y 0,35 en vigas, lo cual en el caso 2 de los suelos se evidencia con mayor amplitud ya que se tomó en consideración diversas condiciones de topografía y profundidad,

donde al tratarse de condiciones extremas la norma 1756:2018 desarrolla mayor grado de desplazabilidad en la edificación.

Así mismo, de acuerdo con lo propuesto en la 1756:2018, conlleva a que el diseño de las edificaciones desarrollen un aumento en la capacidad de absorción de la energía sísmica y sea capaz de alcanzar una respuesta estructural que satisfaga los límites de desempeño con mayor alcance.

**Edificio de 5 niveles:**

**Gráfica 56.** Distribución de fuerzas laterales – Caso 2 – S1 con clase de sitio AB (Dirección X y Y).



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 31.** Relación de fuerzas laterales para la edificación de 5 niveles, caso 2.

Relación de Fuerzas Laterales por nivel - Edif. 5 Niveles				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
5	1,00	0,44	0,58	0,73
4	1,00	0,44	0,59	0,75
3	1,00	0,44	0,59	0,75
2	1,00	0,44	0,59	0,75
1	1,00	0,44	0,59	0,75

Fuente: Alvarado A. (2020).

De acuerdo con la Gráfica 56 se puede observar la superposición de los resultados de las magnitudes de fuerzas laterales en los modelos de la norma vigente y la norma propuesta, donde se puede ver el comportamiento similar que van teniendo las gráficas de las fuerzas laterales, ya que en ambas normas son ascendente con un quiebre cuando van finalizando debido a la fuerza de tope “Ft”, pero se puede ver que la fuerza en el techo de la normativa vigente es más pronunciada que norma propuesta.

Así mismo, se puede observar la distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, resulta evidente como predomina la norma vigente, presentando una dispersión de 54% de fuerzas sísmicas más elevadas en el caso de una condición leve, por otro lado en una condición moderada las fuerzas sísmicas presentan una diferencia de 41% respecto a la norma vigente, y finalmente en el caso de mayor severidad y un H=1000m según la norma propuesta presenta un 25% de fuerzas menores en relación con la 1756:2001.

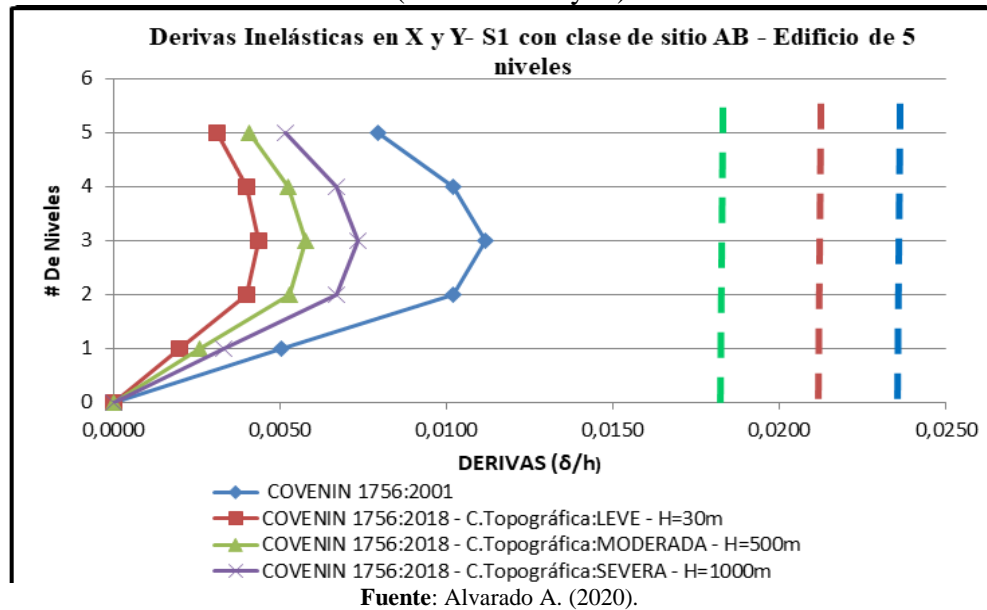
Por otra parte, en referencia al comportamiento de las edificaciones, en la Gráfica 56, se presentan las derivas de entrepiso obtenidas para la edificación de 5 niveles, en dirección X e Y respectivamente.

Inicialmente, en la Gráfica 57 se muestra el caso de una condición cuya secciones agrietadas es igual a 1.00, se puede observar que ambas normativas cumplen correctamente con los límites de derivas normativos respectivos para cada caso (secciones susceptibles y no susceptibles a daños por deformaciones), adicionalmente es notorio que la norma vigente resulta ser evidentemente más exigente bajo estas consideraciones en relación con la propuesta donde desarrolla entre un 30% (comparando con una condición severa) y 60% respecto a una condición topográfica leve de derivas superiores en la norma vigente.

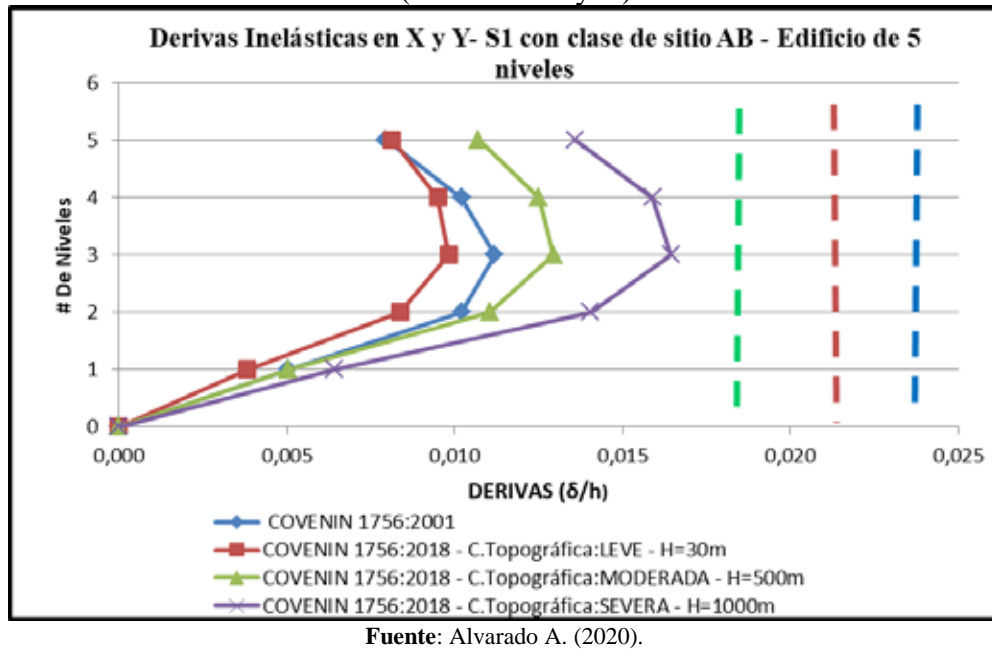
Seguidamente, en el caso de una condición de secciones agrietadas cuyos momentos de inercia en los elementos estructurales son menores de 1.00, se puede apreciar que en la respuesta de la edificación la norma predominante bajo condiciones severas con 1000m de profundidad resulta ser la 1756:2018, donde desarrolla derivas

entre un 10% a 41% superiores en todos los niveles de la edificación en comparación con la norma vigente.

**Gráfica 57.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g=1,00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y)



**Gráfica 58.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g<1,00$ , Edif. 5 niveles (Dirección X y Y)



Por otro lado, se puede apreciar que en el primer nivel de la edificación para los casos de condición moderada, ambas normas desarrollan derivas equivalentes, donde a partir del segundo nivel la propuesta presenta derivas superiores a la vigente con dispersiones entre 14% y 26%.

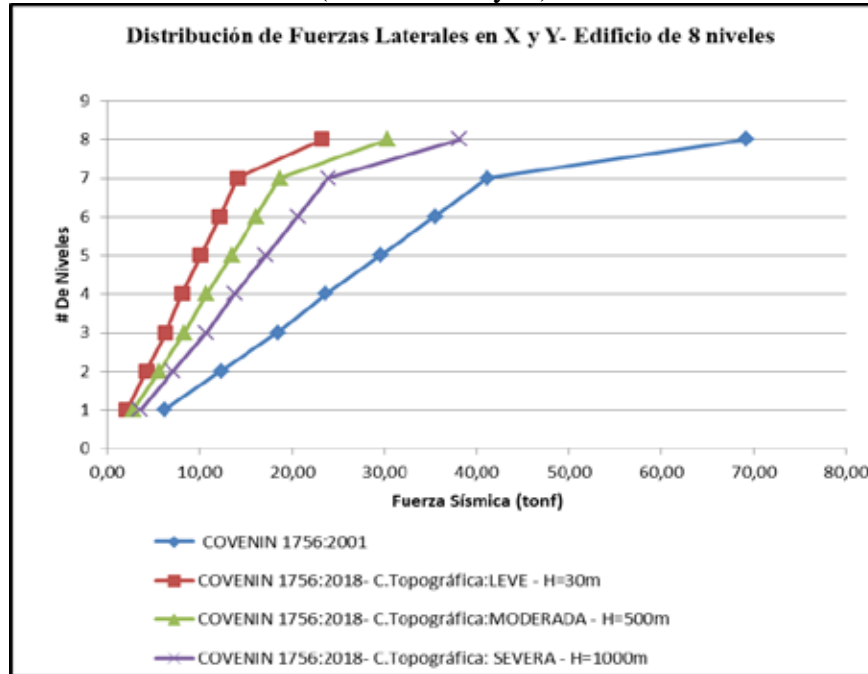
Finalmente, para una condición de menor severidad representa el único caso donde desarrolla derivas menores en relación a la norma vigente, entre un 12% y 24% inferiores, a diferencia del último nivel donde ambas normas desarrollan el mismo valor de deriva.

#### **Edificio de 8 niveles:**

Inicialmente, según los resultados obtenidos en la Gráfica 59 se observa la superposición de los resultados de las magnitudes de fuerzas laterales representativos de la norma vigente y la norma propuesta, donde se puede ver que el comportamiento de la gráfica donde las fuerzas laterales son parecidas, ya que en ambas normas son ascendente con un quiebre cuando van finalizando debido a la fuerza de tope "Ft", donde se aprecia que la fuerza en el techo de la normativa vigente es más pronunciada que norma propuesta, así mismo resulta evidente que la norma 1756:2001 presenta un mayor grado de exigencia en los resultados obtenidos para las fuerzas laterales.

En este sentido, de acuerdo con la Gráfica 59, se puede observar la distribución de fuerzas sísmicas laterales por nivel, donde es notorio como predomina la norma vigente, presentando una dispersión de 64% de fuerzas sísmicas más elevadas en el caso de una condición leve, por otro lado en una condición moderada las fuerzas laterales presentan una diferencia de 55% respecto a la norma vigente, y finalmente en el caso de mayor severidad y un H=1000m según la norma propuesta presenta un 42% de fuerzas sísmicas menores en relación con la 1756:2001.

**Gráfica 59.** Distribución de fuerzas laterales – Caso 2 – S1 con clase de sitio AB (Dirección X y Y).



Fuente: Alvarado A. (2020).

**Tabla 32.** Relación de fuerzas laterales para la edificación de 8 niveles, caso 2.

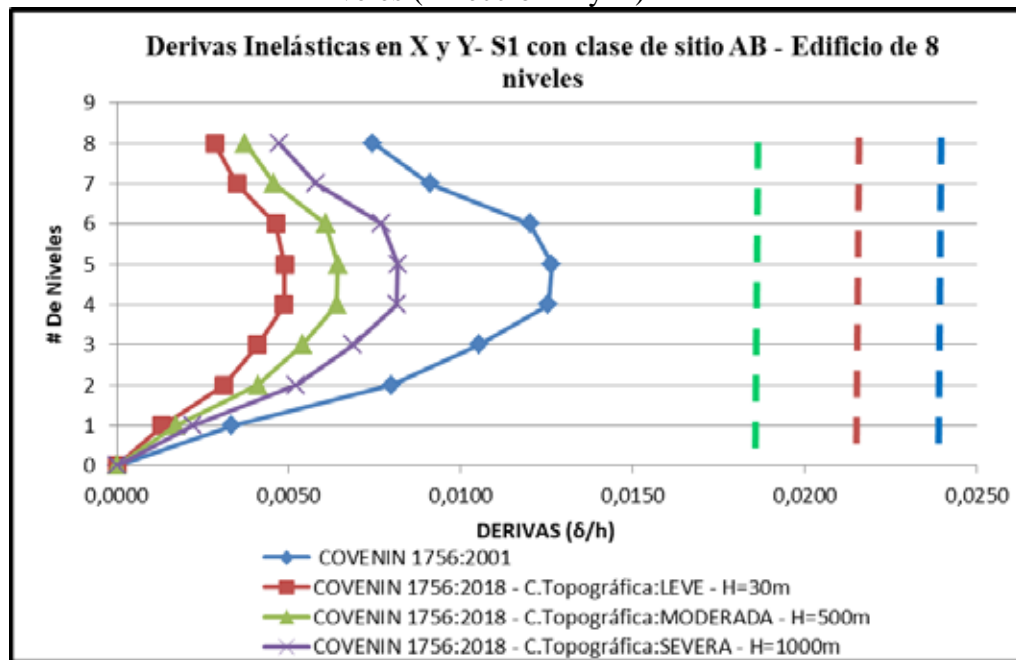
Relación de Fuerzas Laterales por nivel - Edif. 8 Niveles				
# de Niveles	COVENIN 1756:2001	COVENIN 1756:2018		
		Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
8	1,00	0,34	0,44	0,55
7	1,00	0,34	0,45	0,58
6	1,00	0,34	0,45	0,58
5	1,00	0,34	0,45	0,58
4	1,00	0,34	0,45	0,58
3	1,00	0,34	0,45	0,58
2	1,00	0,34	0,45	0,58
1	1,00	0,34	0,45	0,58

Fuente: Alvarado A. (2020).

Seguidamente, en referencia al comportamiento de las edificaciones, en la Gráfica 60 y 61, se presentan las derivas de entrepiso obtenidas para la edificación de

8 niveles para los casos de suelos y condiciones de secciones agrietadas, en dirección X e Y respectivamente.

**Gráfica 60.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g=1,00$ , Edif. 8 niveles (Dirección X y Y)



Fuente: Alvarado A. (2020).

Según la Gráfica 60, se puede observar que ambas normas en cada caso estudiado cumplen con los límites de derivas previamente establecidos, donde es notable que para las limitaciones de componentes susceptibles y no susceptibles a sufrir daños por las deformaciones de la estructura la normativa más cercana a dichos límites trata de la 1756:2001, donde presenta derivas en promedio de 50% inferiores a los límites establecidos para elementos susceptibles a no sufrir daños, por otro lado de acuerdo con los resultados de la norma propuesta en sus tres condiciones evaluadas desarrolla derivas entre un 60% y 80% inferiores a los límites.

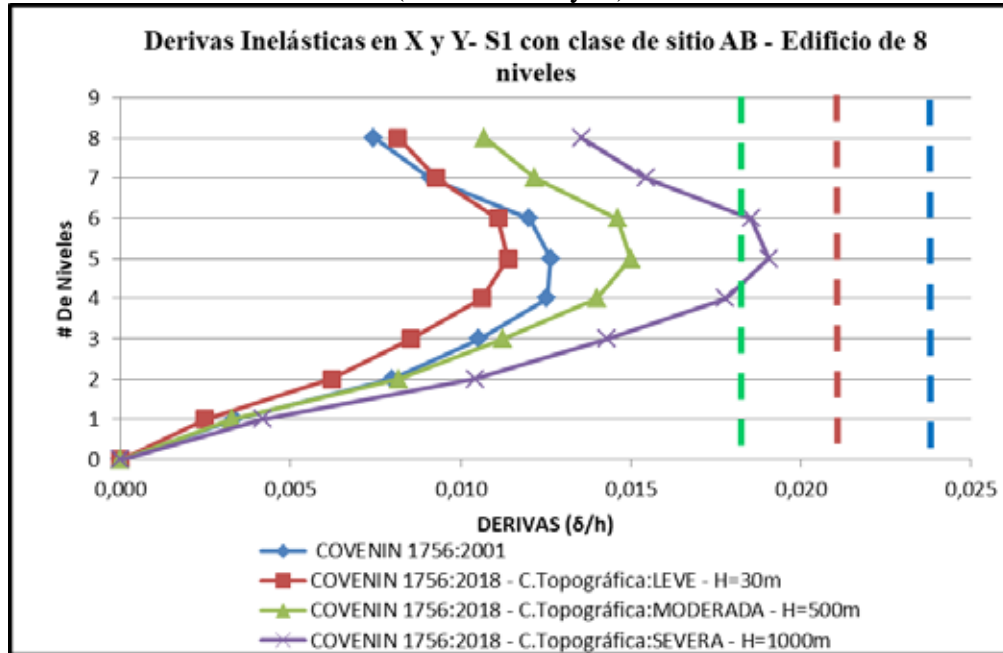
Por otro lado, es notorio que la norma vigente presenta derivas superiores en relación con las resultantes de la norma propuesta, donde a pesar de considerar las condiciones de topografía y profundidad al lecho rocoso más severas esta resulta ser

menos rigurosa que la 1756:2001, donde en el caso de un condición leve la 1756:2018 desarrolla entre un 50% a 60% derivas inferiores a la norma vigente, así mismo para condiciones moderadas y severas la propuesta presenta una dispersión entre 23% a 55% de derivas menores en relación a la vigente norma.

Finalmente, de acuerdo con la Gráfica 61, las derivas de entresijos alcanzadas en ambas normativas cumplen para las dos direcciones de análisis con los límites normativos en el caso donde los elementos no susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura, por otro lado en el caso de los límites donde dichas secciones son capaces de sufrir daños se evidencia que en una condición topográfica severa supera los límites de derivas normativas por un 5%, mientras que las condiciones de menor severidad cumplen para todos los límites considerados.

En este sentido, los valores obtenidos en la gráfica 60, resulta importante destacar que la normativa propuesta presenta los niveles de desplazabilidad más exigentes para sus condiciones de suelos más extremas, con una dispersión entre 20% y 45% de derivas mayores a las desarrolladas por la norma vigente, así mismo en el caso intermedio o condición moderada se puede apreciar que ambas normativas presentan el mismo comportamiento y derivas equivalentes, pero a partir del tercer nivel la norma propuesta pasa a ser más demandante que la vigente, finalmente en el caso de su condición más leve se tiene que la norma propuesta es menos exigente que la vigente con un promedio de 26% de derivas inferiores, considerando que a partir del séptimo nivel la norma propuesta supera en un 9% de desplazabilidad mayor a la norma vigente.

**Gráfica 61.** Derivas Inelásticas, Secciones agrietadas con  $I_g < 1,00$ , Edif. 8 niveles (Dirección X y Y)



Para finalizar dicha interpretación y análisis de las derivas inelásticas de acuerdo a las condiciones mencionadas con anterioridad, se muestra a través de la Tabla 26 los porcentajes de diferencia representativos de un promedio de deriva calculado para cada caso.

**Tabla 33.** Variaciones promedios de las derivas inelástica por cada edificación, caso 2, considerando la modificación de los momentos de inercia de secciones agrietadas.

<b>COMPARACIÓN DE DERIVAS INELÁSTICAS - CASO 2</b>						
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 3 NIVELES</b>					
	<b>Deriva promedio (</b>					
COVENIN 1756:2001	0,0082					
COVENIN 1756:2018	<b>Condición de sección agrietada Ig=1,00</b>			<b>Condición de sección agrietada Ig 1,00</b>		
	Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m	Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
	0,0031	0,0040	0,0048	0,007	0,009	0,011
<b>%</b>	<b>62</b>	<b>52</b>	<b>41</b>	<b>16</b>	<b>5</b>	<b>23</b>
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 5 NIVELES</b>					
	<b>Deriva promedio (</b>					
COVENIN 1756:2001	0,009					
COVENIN 1756:2018	<b>Condición de sección agrietada Ig=1,00</b>			<b>Condición de sección agrietada Ig 1,00</b>		
	Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m	Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
	0,0035	0,0046	0,0058	0,0079	0,0105	0,0133
<b>%</b>	<b>61</b>	<b>48</b>	<b>34</b>	<b>11</b>	<b>15</b>	<b>33</b>
<b>NORMA</b>	<b>EDIFICIO DE 8 NIVELES</b>					
	<b>Deriva promedio (</b>					
COVENIN 1756:2001	0,0095					
COVENIN 1756:2018	<b>Condición de sección agrietada Ig=1,00</b>			<b>Condición de sección agrietada Ig 1,00</b>		
	Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m	Condición Leve - H=30m	Condición Moderada - H=500m	Condición Severa - H=1000m
	0,0037	0,0048	0,0061	0,008	0,011	0,014
<b>%</b>	<b>61</b>	<b>49</b>	<b>35</b>	<b>10</b>	<b>15</b>	<b>33</b>

Fuente: Alvarado A. (2020).

Finalmente, con respecto a las derivas, se obtuvieron valores similares en el caso de una condición topográfica intermedia o moderada según lo evidenciado para las tres edificaciones estudiadas en los primeros niveles de dichas estructuras de tal manera que la respuesta estructural de ambas normativas se tornen semejantes y solo variando un poco en la magnitud de dichos movimientos relativos entre niveles, esto tratándose de las derivas, ya que resulta importante recalcar que los desplazamientos laterales alcanzados por la norma propuesta representan en promedio un 40% de fuerzas sísmicas menores actuantes en las edificaciones en comparación con las actuantes en la norma vigente.

Así mismo, en relación con la Tabla 26, se demuestra que el modelado de las edificaciones respecto a secciones agrietas cuyos momentos de inercia son iguales a 1.00 desarrollan menor desplazabilidad en el caso de la norma propuesta, comprendida entre un 30% y 60% de dispersión para las edificaciones estudiadas, donde la más cercana a la norma vigente trata de las condiciones de suelos más severas.

Por otro lado, al analizar las edificaciones donde los momentos de inercia de los elementos estructurales son menores de 1.00 estas desarrollan mayor grado de desplazabilidad respecto a la norma propuesta, superando entre un 5% y 33% en las condiciones de suelos moderadas y severas a la norma vigente respectivamente.

## CONCLUSIONES

Para concluir, gracias a la comparación de las disposiciones establecidas por ambas normativas estudiadas, se pudo evidenciar claramente aquellas variaciones y diferencias más significativas, así como las repercusiones que conlleva la adopción de la propuesta de norma Construcciones Sismorresistentes 1756:2018, donde se evidencia el cambio o influencia de esta en el diseño de las edificaciones. A su vez, resulta oportuno destacar que dicha investigación refleja la importancia de mantener un marco normativo actualizado que se apege a las investigaciones a nivel mundial y a la realidad del país, y finalmente incentivar las investigaciones en el área de la ingeniería sísmica, que permitan desarrollar normativas cada vez más asertivas.

- Al realizar una comparación teórica correspondiente a cada normativa, se pudo evidenciar además de la variación en nomenclaturas, parámetros, limitaciones y métodos de análisis sísmico, donde a pesar que se llevó a cabo de manera teórica, permitió visualizar aquellas variaciones más significativas entre las normativas.

- En la fase metodológica uno se observó que ambas normas tienen objetivos y enfoques similares, sin embargo, expresan distintas formas en la obtención y valores de los parámetros sísmicos, donde destaca la consideración de dos aceleraciones horizontales ( $A_0$  y  $A_1$ ), así mismo la propuesta establece mayor variedad para la consideración de los factores de suelos de manera más detallada y a su vez mayor cantidad de ramas que definen el espectro de diseño en la normativa Construcciones Sismorresistentes COVENIN 1756:2018.

- Al llevar a cabo cuadros comparativos de variaciones y porcentajes de diferencias entre las normas en el desarrollo de la primera fase se obtuvo que en cuanto a las variaciones de amenaza y peligro sísmico la normativa propuesta realizó reducciones considerables en diversas regiones del país, lo que conlleva a diseños más económicos.

- En relación con las comparaciones realizadas en el caso de los cambios en los coeficientes de aceleración horizontal del terreno, se obtuvo aquellas zonas cuyas variaciones presentan cambios drásticos, como el caso de la ciudad de Valencia donde presencio en la norma propuesta una reducción del 50% en dicho coeficiente, razón por la cual se optó como zonificación sísmica para la aplicación y posterior análisis de la respuesta estructural respecto a cada normativa.

- Los diagramas de flujos al ser una representación que permite apreciar el proceso de forma resumida, garantizando que las metodologías presentadas en este trabajo de grado servirán de base para tomar los datos necesarios para ejecutar los espectros y las verificaciones necesaria para el correcto modelado, diseño y análisis de las edificaciones según las normas COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.

- Respecto a la comparación de los espectros elásticos e inelásticos de ambas normas desarrolladas en la fase III, se pudo observar como en el transcurso de los años los estudios sísmicos en Venezuela a pesar de llevar un largo periodo sin actualización ha logrado presentar un gran avance, que conlleva a la normativa venezolana a desarrollar los diseños sismorresistentes de las edificaciones más similares en relación con lo establecido por otras normas a nivel mundial, por ejemplo con el cambio en las ramas del espectro, donde la 1756:2001 solo presenta tres ramas espectrales y la propuesta de actualización establece un espectro de cinco ramas, generando una adecuada aproximación del efecto de un sismo en las edificaciones.

- En el desarrollo de la comparación de los perfiles geotécnicos establecidos por la norma vigente y las clases de sitio planteadas por la norma propuesta, se puede concluir que en el caso de suelos rocosos y densos la norma 1756:2001 resulta ser más exigente que la propuesta, donde desarrolla aceleraciones espectrales más elevadas entre un 10% y 30%, lo cual conlleva a diseños más estrictos y más conservadores por la demanda que arroja dicha norma. Así mismo, al tratarse de suelos blandos donde las aceleraciones aumentan considerablemente la norma propuesta presenta un 10% a 35% de aceleraciones mayores a la norma vigente en las

distintas condiciones de suelos utilizadas en la investigación, esto estudiado en el caso de zonas cuyas variaciones en los parámetros básicos no presentaron modificaciones como el caso de la ciudad de Caracas.

- Con el análisis de los espectros de diseño para diversas condiciones de grupos de uso y ocupación de acuerdo con la fase III, se logra concluir, que la norma actual es más exigente ya que presenta diferencias considerables en las aceleraciones espectrales desarrolladas en cada norma con variaciones comprendidas entre 5% y 40% de dispersión con respecto a la 1756:2001, considerando la zonificación sísmica donde no presento variación en las aceleraciones del terreno.

- En el caso de suelos los espectros de diseño con intersección de distintos períodos fundamentales ( $N/10$ ), se llega a la conclusión, que la norma 1756:2001 es más exigente en las tres edificaciones estudiadas (3,5 y 8 niveles), cuando estas son comparadas con suelos rocosos (S1 con A, AB, B), donde a partir de una clase de sitio de suelos blandos o medio densos BC, C, D, DE, E y formas espectrales S2 y S3 la norma propuesta se torna más severa que la vigente ya que posee valores de aceleraciones espectrales mayores, haciendo que para dicha norma se consideren edificaciones más robustas.

- En la fase número cuatro, en el caso 1 donde se realizó el estudio del comportamiento y respuesta sísmica en la ciudad de Valencia con grupos de uso A y A2 a través de los métodos de análisis estáticos (Equivalente y Elásticos) correspondientes a cada norma, se puede concluir que la norma Construcciones Sismorresistente es menos exigente en las verificaciones de cortante basal en un 47%, haciendo que dicha norma sea menos rigurosa la hora de diseñar edificaciones.

- Por otro lado, al tratarse del caso dos de suelos rocosos, para distintas condiciones de severidad topográfica y profundidad al basamento rocoso establecidos en la norma propuesta las edificaciones estudiadas se encuentran en un rango de 25% a 55% de cortantes basales menores en comparación con la norma vigente.

- Al realizar el análisis de los modelos con la aplicación de los métodos de análisis estáticos, se obtuvo que la normativa COVENIN 1756:2001, establece mayores valores de derivas límites, cuando se trata del caso de secciones agrietadas cuyos momentos de inercias son iguales a 1.00 en comparación a la COVENIN 1756:2018, donde se presentan variaciones de derivas entre 50% y 70% en el caso 1 de grupos de uso y 30% a 60% en el caso 2 de suelos rocosos con derivas inferiores a la norma vigente, lo cual genera que la norma actual desarrolle mayores posibilidades de movimientos laterales controlados.

- En el caso del modelado con la aplicación de los métodos de análisis estáticos, de acuerdo con la norma propuesta donde establece el caso de elementos estructurales de secciones agrietadas cuyos momentos de inercia son menores de 1.00, se obtuvo que para el caso 1, la norma propuesta supera entre un 2% y 10% las derivas alcanzadas por la norma vigente, así mismo en el caso 2 de suelos para condiciones extremas y moderadas la actualización presentó entre un 5% y 33% de derivas superiores a la vigente, mientras que en el caso de una condición leve esta desarrolla desplazabilidad de 10% a 16% inferiores a la norma actual, lo cual ocasiona que al trabajar con un  $I_g < 1.00$  la norma actual presenta menor posibilidad de movimientos laterales en comparación con la norma propuesta.

## RECOMENDACIONES

Debido al alcance y limitaciones establecidas en el Capítulo I de dicho trabajo de grado, se recomienda, para la profundización en próximas investigaciones de las normativas sismorresistentes venezolanas, tomar en cuenta las siguientes recomendaciones para el desarrollo de las mismas:

- Realizar un análisis comparativo aplicando métodos de análisis dinámicos de la norma COVENIN 1756:2001 con la COVENIN 1756:2018.

- Realizar un análisis comparativo entre las normas evaluadas, considerando la existencia de irregularidades estructurales en planta o elevación.

- Elaborar un análisis dinámico y estático entre la norma COVENIN 1756:2001 y 1756:2018, variando los niveles de diseño y tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos.

- Ampliar la investigación para las distintas metodologías de análisis sísmico que permitan considerar los momentos torsores.

- Extender la investigación realizando un análisis comparativo planteando la influencia de momentos de inercia de secciones agrietadas con distintos valores de “ $I_g$ ” en los elementos estructurales y evaluar la influencia de esto en el cálculo de períodos fundamentales, cortantes basales, fuerzas sísmicas, desplazamientos y derivas de entrepisos, según la norma COVENIN 1756:2001 y 1756:2018.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### Impresas

- Arias, F. (2006). **“El Proyecto de Investigación: Introducción a la Metodología Científica. (5ta ed.)”**. Caracas, Venezuela: Episteme.
- Bazán, E. y Meli, R. (2002). **“Diseño Sísmico de Edificios”**. Editorial Limusa, México.
- Caceres, C. y Fabra, M. (2018). **“Análisis comparativo del comportamiento sísmico en edificaciones de concreto armado, aplicando el método de análisis dinámico según las normas venezolanas COVENIN 1756:2001 y construcciones sismorresistentes (draft 2017)”**, Universidad José Antonio Páez.
- FUNVISIS (2002). **“La Investigación Sismológica en Venezuela”** Caracas: Impresos Lauper.
- Giménez, J. (2008). **“El proceso de la Investigación”**. Valencia, Venezuela: Cosmográfica, C.A.
- Haro, B. (2019). **“Influencia del cambio de la Norma E.030/2006 a la Norma E.030/2018 en la respuesta estructural de un edificio multifamiliar del distrito de Surquillo”**. Universidad privada del Norte en Lima – Perú.
- Hernández R., Fernández C., Baptista P. (2014). **“Metodología de la Investigación (6ta ed.)”**. México DF, México: McGraw Hill Education.
- Norma COVENIN 1756 (2018). **“Construcciones Sismorresistentes”**. Venezuela.
- Norma COVENIN 1756 (2001). **“Edificaciones Sismorresistentes”**. Venezuela.
- Ramírez, T. (1999). **“Como hacer un proyecto de investigación”** Caracas. Editorial Panapo.
- Rosal, O. y Sevilla J. (2000). **“Análisis comparativo de edificaciones calculadas con la norma de edificaciones antisísmicas 1756-82 y la norma de edificaciones sismorresistentes 1756-98”**. Universidad de Carabobo

## **Electrónicas**

- Balestrini, G. (2006). **“Población y Muestra”**. Recuperado de: <http://unefistasvalles.blogspot.com/2011/02/la-poblacion-y-muestra-hurtado-y-toro.html>
- Colegio de Ingeniero de Venezuela. (1996). **Código de ética profesional**. N°1. Recuperado de: [http://www.civ.net.ve/uploaded\\_pdf/cep.pdf](http://www.civ.net.ve/uploaded_pdf/cep.pdf)
- Espíndola, V. y Pérez, X. (2018). **“¿Qué son los SISMOS, dónde ocurren y cómo se miden?”**. Recuperado de: [https://www.amc.edu.mx/revistaciencia/images/revista/69\\_3/PDF/QueSonSismos.pdf](https://www.amc.edu.mx/revistaciencia/images/revista/69_3/PDF/QueSonSismos.pdf)
- Government of Gujarat, Gujarat State Disaster Management Authority. (2012) **“Earthquake Behaviour of buildings”**. Recuperado de: [http://www.iitk.ac.in/nicee/IITK-GSDMA/EBB\\_001\\_30May2013.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/IITK-GSDMA/EBB_001_30May2013.pdf)
- Gutiérrez, G. (2014). **“Ingeniería civil e Ingeniería sísmica: Ingeniería sismorresistente”**. Recuperado de: <https://www.monografias.com/trabajos106/ingenieria-civil-e-ingenieria-sismica-ingenieria-sismorresistente/ingenieria-civil-e-ingenieria-sismica-ingenieria-sismorresistente.shtml>
- Hernández, M. (2012). **“Tipos y Niveles de Investigación”**. Recuperado de: <http://metodologiadeinvestigacionmarisol.blogspot.com/2012/12/tipos-y-niveles-de-investigacion.html>.
- Pérez R. (2002). **“Alcance de las atribuciones del poder legislativo como ente contralor de los poderes públicos y su consecuencia legal basada en la constitución de la República Bolivariana de Venezuela”** Recuperado de: <https://es.scribd.com/document/349245703/Bases-Legales-Definicion-de-Terminos>
- Potter S. (s/f). **“Evolución de la ética en la sociedad”**. Recuperado de: <https://www.clubensayos.com/Filosof%C3%ADa/EVOLUCI%C3%93N-DE-LA-%C3%89TICA-EN-LA-SOCIEDAD/4387268.html>.

- Rojas, A. (2018). **“Ondas Sísmicas”**. Recuperado de: <https://post.geoxnet.com/glossary/ondas-sismicas/>
- Souter, A. (1996). **“Aspectos Generales del Riesgo Sísmico”**. Recuperado de: [https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/03CAPITULO\\_2.pdf?sequence=3&isAllowed=y](https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/03CAPITULO_2.pdf?sequence=3&isAllowed=y)
- Tamayo y Tamayo. (2003). **El Proceso de la Investigación Científica**”. 4ta Edición Recuperado de: <https://es.scribd.com/doc/12235974/Tamayo-y-Tamayo-Mario-El-Proceso-de-la-Investigacion-Cientifica>
- Villafranca, D. (2002). **“Metodología de la investigación: Bases Legales”**. Recuperado de: <https://bianneygiraldo77.wordpress.com/2013/01/22/bases-legales/>